



**Miguel Nuno Corrêa da Silva
de Ornelas**

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Etribos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: António Manuel Pinho Ramos,
Professor Auxiliar, FCT-UNL
Co-orientador: Rui Pedro César Marreiros,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof^a. Doutora Ildi Cismsiu
Arguente: Prof. Doutor Micael Manuel Gonçalves Inácio
Vogal: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Fevereiro de 2017

Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Armadura Específica (Estribos)

“Copyright” Miguel Nuno Corrêa da Silva de Ornelas , FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, quero agradecer às pessoas que mais contribuíram para a realização deste trabalho, o Professor Doutor António Pinho Ramos e o Professor Doutor Rui Marreiros, pelo constante apoio, acompanhamento, dedicação, amizade demonstrada e acima de tudo pelos conhecimentos transmitidos e partilhados.

Aos engenheiros Brisid Isufi, André Almeida, Nuno Gouveia e Hugo Fernandes pelo apoio prestado na realização dos trabalhos experimentais e pelos conhecimentos transmitidos.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pelos meios colocados à minha disposição e a todos os seus professores pela contribuição que tiveram na minha formação profissional ao longo do curso.

Aos técnicos de laboratório, Sr. José Gaspar, Sr. Jorge Silvério e Sr. Fernando Alves, pelo apoio prestado no laboratório e disponibilidade na realização dos trabalhos experimentais.

Às Sras. D. Dona Maria da Luz e Carla Teixeira, pela disponibilidade e ajuda prestada nos assuntos administrativos relacionados com o desenvolvimento da dissertação.

À Professora Doutora Ana Sofia Louro do Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelo apoio prestado no ensaio dos varões de aço.

Aos Professores Doutores João Ramôa Correia e José Bogas, do Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georecursos do IST-UL, pelo empréstimo de equipamento para realização dos ensaios experimentais.

À Secil Prébetão, pelo contributo prestado na produção dos modelos.

Aos meus colegas e amigos, especialmente ao Ricardo F., Tiago R., Douglas, Cláudio, Patrícia, Tiago M., Diogo, Nicole, Daniel, Ricardo R., Pedro, Laura e Luís que de uma forma ou de outra me apoiaram e me incentivaram na realização desta dissertação.

Agradecer especialmente aos meus pais por tudo o que têm feito por mim, pelo amor e educação que me têm dado ao longo da minha vida, e também ao meu irmão, tia, sobrinho, cunhada, tio e a toda a minha família, por todo o apoio e incentivo demonstrado, transmitindo-me confiança, força e valor no desenvolvimento deste trabalho.

Por último, agradecer a todas as pessoas que direta ou indiretamente me ajudaram na elaboração deste trabalho, no meu percurso académico e na minha vida.

Resumo

Este trabalho surge da necessidade de estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes maciças com armadura específica sujeitas a ações horizontais cíclicas, continuando assim um programa experimental que tem vindo a ser desenvolvido nos últimos anos no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL.

Foram deste modo ensaiados dois modelos de laje fungiforme correspondentes a uma ligação laje-pilar interior. Em ambos os modelos foram instalados estribos fechados como armadura específica de punçoamento. Estes modelos contêm cinco perímetros de estribos, sendo o seu parâmetro diferenciador a quantidade de armadura específica instalada.

No decorrer do ensaio estes modelos foram sujeitos a uma carga gravítica de 50% da carga de rotura prevista pelo EC2 para uma laje sem armadura específica e a um deslocamento horizontal cíclico com amplitude crescente até atingir a rotura do modelo.

Após os ensaios, os resultados experimentais foram analisados de uma forma aprofundada, incluindo força horizontal aplicada em cada ciclo de carregamento, deslocamentos nos modelos, extensões tanto na armadura longitudinal com na armadura específica, modo de rotura e alguns parâmetros permitindo uma melhor análise do trabalho executado. Os resultados obtidos nos ensaios são comparados com os regulamentos seguinte: EC2, ACI318M-14 e MC2010.

Com a realização deste trabalho conclui-se que a adição de mais dois perímetros de armadura específica ao número de perímetros necessários para cumprir a exigência do EC2, tornou a laje mais dútil resistindo a uma maior força horizontal e patamares de drift superiores. Esta adição resultou também na formação da fenda de corte por punçoamento no interior da zona abrangida por estribos.

Palavras chave:

Punçoamento; Laje fungiforme; Betão armado; Carregamento horizontal cíclico; Armadura específica de punçoamento; Estribos; Análise Experimental

Abstract

The motivation for the development of this study was the need to analyse the behaviour of reinforced concrete flat-slabs with punching shear reinforcement under combined gravity and cyclic horizontal loading. This work is part of an experimental program that has been developed in recent years in the Department of Civil Engineering of FCT-UNL.

Two models of an interior column-slab connections were tested. In both models, closed stirrups were used as punching shear reinforcement. These models contain five perimeters of stirrups being their differentiating parameter the amount of shear reinforcement installed.

During the test these models were subjected to a vertical load of 50 % of the punching shear capacity load predicted for a slab without shear reinforcement using EC2 and a cyclic horizontal loading with increasing amplitude to achieve the rupture of the model.

After the experimental tests, the results were analysed, including the horizontal force applied in each load cycle, the displacements in the models, the strains in the longitudinal reinforcement and in the punching shear reinforcement, rupture mode and some parameters that allowed a better analysis of the project. Values of experimental failure loads were compared with the ones provided by EC2, ACI318M-14 and MC2010.

With this study, it was concluded that the addition of two more perimeters of shear reinforcement to the number of perimeters needed to satisfy the EC2, resulted in a greater horizontal force and levels of drift ratio. This addition also resulted in the formation of the punching rupture within the zone that contained stirrups.

Keywords:

Punching failure; Flat slab; Reinforced concrete; Cyclic horizontal loading; Punching shear reinforcement; Stirrups; Experimental Analysis.

Índice de Matérias

Copyright	i
Resumo	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento do Tema	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização da dissertação	3
2 Estado da Arte	5
2.1 Punçoamento em Lajes Fungiformes	5
2.1.1 Comportamento de uma Laje Fungiforme junto ao Pilar	6
2.1.2 Mecanismos de Resistência ao Punçoamento	7
2.2 Armadura Específica de Punçoamento	8
2.2.1 Tipos de Armadura Específica de Punçoamento	8
2.2.2 Modos de Rotura em Lajes Fungiforme com Armadura Específica de Punçoamento	13
2.3 Ações Horizontais Cíclicas	15
2.3.1 Parâmetros Utilizados no Estudo das Ações Horizontais	18
2.4 Normas	20
2.4.1 Eurocódigo 2	20
2.4.2 ACI 318M-14	23
2.4.3 <i>Model Code 2010</i>	25
3 Modelos Experimentais	29
3.1 Introdução	29
3.2 Descrição dos Modelos	29
3.3 Sistema de Ensaio	34

3.4	Caracterização dos Materiais	39
3.4.1	Betão	39
3.4.2	Aço	41
3.5	Instrumentação dos Ensaios Cíclicos	43
3.5.1	Cargas Aplicadas	43
3.5.2	Deslocamentos nos Modelos	43
3.5.3	Extensões da Armadura	45
3.5.4	Aquisição de Dados	45
3.6	Procedimento de Ensaio	46
3.7	Protocolo de Ensaio	47
4	Análise dos Resultados Experimentais	49
4.1	Introdução	49
4.2	Comportamento Cíclico	49
4.2.1	Cargas de Rotura Experimentais	49
4.2.2	Coeficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente	52
4.3	Deformadas dos modelos	53
4.4	Momento Positivo e Força Aplicada nas Escoras	55
4.5	Extensões na Armadura Longitudinal	56
4.5.1	C-STR-3	56
4.5.2	C-STR-4	61
4.6	Extensões na Armadura Específica de Punçoamento	66
4.6.1	C-STR-3	66
4.6.2	C-STR-4	71
4.7	Modos de Rotura	76
4.8	Comparação de modelos	82
4.8.1	Comportamento Cíclico	82
4.8.2	Deformadas dos modelos	88
4.8.3	Pontos de inflexão	89
4.8.4	Modos de Rotura	92
4.8.5	Previsões do EC2, do ACI318-14 e do MC2010 para o Punçoamento Excêntrico	93
5	Conclusões e Trabalhos Futuros	97
5.1	Conclusões	97
5.1.1	Comportamento Cíclico	97
5.1.2	Deformadas dos Modelos	98
5.1.3	Extensões na Armadura Longitudinal	98
5.1.4	Extensões na Armadura Específica de Punçoamento	98
5.1.5	Modos de Rotura	99
5.1.6	Comparação de modelos	99
5.2	Trabalhos Futuros	99
	Referências bibliográficas	101
A	Rotura por flexão (V_{flex})	107

Índice de Figuras

1.1	Utilização de lajes fungiformes na construção de um prédio	1
1.2	Esquema de uma laje vigada	2
1.3	Esquema de uma laje fungiforme	2
2.1	Rotura por punçoamento de uma laje fungiforme	5
2.2	<i>Sampoong Department Store</i> após colapso, (Seoul, 1995)	5
2.3	<i>Piper's Row Car Park, Wolverhampton</i> após colapso (UK,1997)	6
2.4	<i>Bullock's Department Store</i> após colapso (Northridge, 1994)	6
2.5	Fendas associadas à rotura por punçoamento	7
2.6	Mecanismos de resistência ao punçoamento	8
2.7	Rácios força/deslocamento vertical de lajes fungiformes com e sem armadura específica	8
2.8	Armadura específica de punçoamento - Estribos	9
2.9	Armadura específica de punçoamento - <i>Single-leg stirrup</i>	10
2.10	Armadura específica de punçoamento - Estribos abertos	10
2.11	Armadura específica de punçoamento - <i>Shear ladders</i>	10
2.12	Armadura específica de punçoamento - <i>Bent up bars</i>	10
2.13	Armadura específica de punçoamento - <i>headed shear studs</i>	11
2.14	Esquema de montagem de <i>headed shear studs</i>	11
2.15	Armadura específica de punçoamento - <i>Shearheads</i>	12
2.16	Armadura específica de punçoamento - <i>I-beam sections</i>	12
2.17	Armadura específica de punçoamento - <i>Shear band</i>	12
2.18	<i>Shear bands</i> instaladas na armadura longitudinal	12
2.19	Armadura específica de punçoamento - <i>Shear bolt</i>	13
2.20	<i>Shear bolts</i> instaladas numa laje fungiforme	13
2.21	Modos de rotura por punçoamento: (a) punçoamento anterior à zona de armadura de punçoamento; (b) punçoamento dentro da zona de armadura de punçoamento; (c) punçoamento exterior à zona de armadura de punçoamento; (d) rotura por delaminação do betão e (e) rotura por flexão	14
2.22	Diagrama histerético de uma ação cíclica	18
2.23	Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético pelo método de Pan e Moehle	19
2.24	Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o EC2	21

2.25	Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o ACI	23
2.26	Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o MC2010	26
3.1	Pormenorização da armadura superior e respetiva localização de extensómetros em pormenor	30
3.2	Pormenorização da armadura inferior e respetiva localização de extensómetros em pormenor	31
3.3	Vista em corte da armadura longitudinal	31
3.4	Armaduras longitudinais antes da betonagem	32
3.5	Localização da armadura específica de punçoamento e sua instrumentação	33
3.6	Esquema de montagem dos estribos para ambos os modelos	33
3.7	Sequência de instalação dos estribos na armadura longitudinal: [a] Início da instalação dos estribos na armadura longitudinal superior; [b] Estribos instalados com a totalidade da armadura longitudinal	33
3.8	Estribos instalados na armadura longitudinal (vista entre a armadura longitudinal superior e inferior)	34
3.9	Esquema do sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al.	34
3.10	Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal	36
3.11	Sistema de compatibilização de rotações: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal	37
3.12	Sistema de aplicação de carga gravítica: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal	38
3.13	Macaco hidráulico	39
3.14	Unidade de controlo de pressão hidráulica	39
3.15	Amostras de betão recolhidas em moldes cúbicos	39
3.16	Amostras de betão recolhidas em moldes cilíndricos	39
3.17	Ensaio de cilindros à compressão	40
3.18	Ensaio de cubos à compressão	40
3.19	Prensa utilizada no ensaio de provetes	41
3.20	Ensaio de compressão diametral (tração)	41
3.21	Ensaio de determinação do módulo de elasticidade do betão	41
3.22	Ensaio à tração de um varão de aço	42
3.23	Varão de aço depois da cedência por tração	42
3.24	Célula de carga dos macacos hidráulicos	43
3.25	Célula de carga do atuador	43
3.26	Posicionamento dos deflectómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos	44
3.27	Defletómetro de fio	44
3.28	Defletómetro elétrico	44
3.29	Inclinómetro localizado no topo Sul	44

3.30	Extensómetro elétrico	45
3.31	Estribos com extensómetros devidamente protegidos.	45
3.32	Armadura longitudinal com extensómetros devidamente protegidos.	45
3.33	HBM Spider 8.	46
3.34	HBM QuantumX.	46
3.35	Protocolo de aplicação de carregamento horizontal cíclico	47
4.1	Definição de rotura num exemplo típico de desequilíbrio entre a força e o <i>drift</i>	50
4.2	Diagrama histerético do modelo C-STR-3	51
4.3	Diagrama histerético do modelo C-STR-4	51
4.4	Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente - C-STR-3	52
4.5	Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente - C-STR-4	53
4.6	Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-3	54
4.7	Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-4	54
4.8	Deformada no sentido E-O para o 1º ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-3	55
4.9	Deformada no sentido E-O para o 1º ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-4	55
4.10	Momento positivo e força aplicada nas duas escoras ao longo do ensaio para os modelos C-STR-3 e C-STR4	56
4.11	Extensões na armadura longitudinal superior - Modelo C-STR-3	57
4.12	Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido N-S - Modelo C-STR-3	58
4.13	Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido S-N - Modelo C-STR-3	59
4.14	Extensões na armadura longitudinal inferior - Modelo C-STR-3	60
4.15	Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-3	61
4.16	Extensões na armadura longitudinal superior - Modelo C-STR-4	62
4.17	Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido N-S - Modelo C-STR-4.	63
4.18	Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido S-N - Modelo C-STR-4.	63
4.19	Extensões na armadura longitudinal inferior - Modelo C-STR-4	64
4.20	Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-4	65
4.21	Extensões na armadura específica de punçoamento a Sul do Pilar - Modelo C-STR-3.	67
4.22	Extensões na armadura específica de punçoamento a Norte do Pilar - Modelo C-STR-3.	68
4.23	Extensões na armadura específica de punçoamento a Este do Pilar - Modelo C-STR-3.	69
4.24	Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido N-S - Modelo C-STR-3.	70

4.25 Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido S-N - Modelo C-STR-3. . .	70
4.26 Extensões na armadura específica de punçoamento a Sul do Pilar - Modelo C-STR-4.	72
4.27 Extensões na armadura específica de punçoamento a Norte do Pilar - Modelo C-STR-4.	73
4.28 Extensões na armadura específica de punçoamento a Este do Pilar - Modelo C-STR-4.	74
4.29 Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido N-S - Modelo C-STR-4. . .	75
4.30 Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> no sentido S-N - Modelo C-STR-4. . .	75
4.31 Fendas de felxão no bordo Oeste - Modelo C-STR-3	76
4.32 Fendas flexão na face superior e no bordo Oeste - Modelo C-STR-4	77
4.33 Fendas de momento positivo no bordo Oeste - Modelo C-STR-4 . .	77
4.34 Fendas no local do ponto de inflexão bordo Oeste - Modelo C-STR-3	78
4.35 Fendilhação junto ao pilar	78
4.36 Aspeto da face inferior após a rotura por punçoamento	79
4.37 Fendilhação em torno do pilar antes da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-3	79
4.38 Fendilhação em torno do pilar depois da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-3	79
4.39 Aspeto de metade da superfície superior da rotura por punçoamento depois de retirar o modelo do sistema de ensaio - Modelo C-STR-3	80
4.40 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-3	80
4.41 Rotura de estribo - Modelo C-STR-3	80
4.42 Estribos partidos retirados do modelo C-STR-3	80
4.43 Fendilhação em torno do pilar antes da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-4	81
4.44 Fendilhação em torno do pilar depois da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-4	81
4.45 Aspeto de metade da superfície superior da rotura por punçoamento depois de retirar o modelo do sistema de ensaio - Modelo C-STR-4	81
4.46 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-4	82
4.47 Diagrama histerético do modelo C-50	82
4.48 Diagrama histerético do modelo C-STR-1	83
4.49 Diagrama histerético do modelo C-STR-2	83
4.50 Diagrama histerético do modelo C-STR-3	83
4.51 Diagrama histerético do modelo C-STR-4	83
4.52 Envolvente dos diagramas histeréticos	84
4.53 Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4	85
4.54 Rigidez lateral efetiva para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4	87
4.55 RDI para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4	87

4.56 Deformada no sentido N-S para o 1 ^o ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-50	88
4.57 Deformada no sentido N-S para o 1 ^o ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-1	88
4.58 Deformada no sentido N-S para o 1 ^o ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-2	88
4.59 Deformada no sentido N-S para o 1 ^o ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-3	89
4.60 Deformada no sentido N-S para o 1 ^o ciclo de cada patamar de <i>drift</i> - Modelo C-STR-4	89
4.61 Ponto de inflexão - Modelo C-50	90
4.62 Ponto de inflexão - Modelo C-STR-1	90
4.63 Ponto de inflexão - Modelo C-STR-2	91
4.64 Ponto de inflexão - Modelo C-STR-3	91
4.65 Ponto de inflexão - Modelo C-STR-4	92
4.66 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-1	92
4.67 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-2	93
4.68 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-3	93
4.69 Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-4	93
A.1 Modelo de cálculo do V_{flex} em fase elástica	107
A.2 Modelo de cálculo do V_{flex} no momento que gera a cedência das armaduras (Figura $M_{ced.1}$)	108
A.3 Modelo de cálculo do V_{flex} na rotura	108

Índice de Tabelas

2.1	Ensaio cíclico realizado com armadura específica de punção	16
2.2	Valores de k .	21
2.3	Níveis de aproximação segundo o MC2010	27
3.1	Altura útil dos modelos	31
3.2	Armadura de punção nos modelos	32
3.3	Características do betão utilizado nos modelos	40
3.4	Características do aço da armadura longitudinal	42
3.5	Características do aço da armadura específica de punção	42
3.6	Carga gravítica aplicada em cada modelo	47
4.1	resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respectivos <i>drifts</i>	52
4.2	Resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respectivos <i>drifts</i>	83
4.3	Ductilidade em deslocamento	86
4.4	Previsões do EC2, ACI318M-14 e MC2010 da capacidade de resistência ao punção excêntrico	94

Notação

Letras Minúsculas Latinas

b_0	Perímetro da secção crítica
$b_{1,red}$	Perímetro de controlo básico reduzido
b_s	Largura da faixa central
b_u	Diâmetro do círculo de igual área à do perímetro de controlo básico
c_1	Dimensão do pilar na direção x
c_2	Dimensão do pilar na direção y
d	Altura útil da laje
d_g	Máxima dimensão dos agregados do betão
d_v	Média das alturas úteis nas direções ortogonais no plano da laje
e_u	Excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro básico de controlo
f_{bd}	Tensão de adesão da armadura específica
f_{ccm}	Tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
f_{cm}	Tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f_{ctm}	Tensão média de rotura à tração do betão
f_{su}	Tensão de rotura à tração do aço da armadura longitudinal
f_{sy}	Tensão de cedência do aço
f_t	Tensão característica de rotura à tracção do betão (ACI)
f_{yd}	Tensão de resistência à tracção do aço de dimensionamento
f_{yk}	Valor característico de tensão de cedência do aço

f_{yt}	Valor característico da tensão de cedência do aço de armaduras específicas (ACI)
f_{yw}	Tensão de cedência do aço de armaduras específicas
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço de armaduras específicas
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência do aço de armaduras específicas
h	Espessura da laje
k	Factor de escala
k_e	Coeficiente de excentricidade
k_ψ	Parâmetro que depende da deformação e da rotação da laje
m_{rd}	Momento flector resistente
m_{dd}	Momento actuante por unidade de comprimento
r_s	Distância do eixo do pilar até ao raio onde o momento flector é nulo
s	Espaçamento radial entre camadas da armadura específica (ACI)
s_r	Espaçamento radial entre camadas da armadura específica
u_0	Perímetro do pilar
u_1	Perímetro de controlo
$u_{out,ref}$	Perímetro a partir do qual não são necessárias armaduras de punçoamento
v_c	Tensão resistente ao punçoamento do betão
v_{ed}	Tensão de punçoamento actuante
v_{min}	Mínima resistência ao punçoamento
v_n	Tensão de resistência ao punçoamento (ACI)
$v_{Rd,c}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento
$v_{Rd,max}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento com armadura específica
v_{rd}	Resistência máxima ao punçoamento
v_s	Tensão resistente ao punçoamento do aço
v_u	Tensão de punçoamento actuante (ACI)

Letras Maiúsculas Latinas

- A_c Área de betão dentro da secção crítica
- A_s Área de armadura longitudinal
- A_{sw} Área de armadura específica
- $A_{sw,min}$ Área mínima de armadura específica
- A_v Área de todos os ramos de armadura específica por perímetro (ACI)
- E_c Módulo de elasticidade do betão
- E_{cm} Módulo de elasticidade média do betão
- E_{d1} Energia dissipada para deslocamento positivos
- E_{d2} Energia dissipada para deslocamento negativos
- E_s Módulo de elasticidade do aço
- E_{s1} Energia de deformação elástica para deslocamentos positivos
- E_{s2} Energia de deformação elástica para deslocamentos negativos
- $F_{H,max}$ Força horizontal máxima no topo do pilar
- F_u Força horizontal no topo do pilar quando ocorre a rotura da laje
- K_{eff} Rigidez lateral efectiva
- P_{peak} Força horizontal máxima
- P_u Força horizontal de rotura experimental
- V_{Ed} Esforço transversal actuante
- $V_{perp,d,max}$ Esforço transversal máximo por unidade de comprimento, ao longo do perímetro de controlo básico
- V_{rc} Valor médio do esforço resistente de punção
- V_{rd} Valor de cálculo do esforço resistente de punção
- W_1 Factor relacionado com a distribuição das tensões tangenciais

Letras de Símbolos Gregos

- α Ângulo que a armadura de punção faz com o plano da laje
- α_{mdio} Inclinação média da superfície de rotura com o plano da laje
- α_s Factor que tem em conta a localização do pilar em planta

- β Coeficiente relacionado com a excentricidade do carregamento (EC2).
Relação entre o lado maior e menor do pilar (ACI)
- γ_c Coeficiente de segurança do betão ($\gamma_c = 1.5$)
- Δ Deslocamento registado num determinado ponto
- Δ_{r1} Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos positivos
- Δ_{r2} Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos negativos
- Δ_y Deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo
- λ Factor que tem em conta o uso de betão leve ($\lambda = 1$ para betões normais)
- μ_δ Ductilidade em deslocamento
- μ_{peak} Ductilidade em deslocamento para o deslocamento no pico de força horizontal no topo do pilar
- μ_u Ductilidade em deslocamento para o deslocamento na rotura
- ξ_{eq} Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente
- ρ_l Percentagem geométrica de armadura longitudinal
- ρ_{lx} Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção x
- ρ_{ly} Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção y
- σ_{cp} Média das tensões de compressão no betão devido a pré-esforço
- σ_{swd} Factor relacionado com a tensão desenvolvida nas armaduras específicas
- ϕ Factor de segurança do betão ($\phi=0.75$) (ACI). Diâmetro do varão
- ψ Rotação da laje em torno do pilar

Letras de Abreviaturas

ACI American Concrete Institute

ASCE American Society of Civil Engineers

EC2 Eurocódigo 2

FCT-UNL Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

MC2010 Model Code 2010

SEI Structural Engineering Institute

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento do Tema

Atualmente o trabalho do engenheiro civil tem como desafio a exigência de um mercado inovador e competitivo, sendo por isso necessário que este esteja em constante aprendizagem de forma a satisfazer as necessidades de ordem técnica, estética e económica.

Deste modo, surgiu a utilização de lajes fungiformes, que é cada vez mais comum na construção de espaços com fins habitacionais (Figura 1.1) e comerciais devido à sua versatilidade na utilização dos espaços, assim como à facilidade na aplicação de instalações técnicas. Este tipo de lajes também passou a ser popular devido à sua simplicidade arquitetónica, rapidez de execução e viabilidade económica.



Figura 1.1: Utilização de lajes fungiformes na construção de um prédio [14]

A grande diferença estrutural das lajes fungiformes para as lajes vigadas é a inexistência de vigas resultando assim numa ligação direta laje-pilar (Figuras 1.2 e 1.3). Nesta ligação, a transmissão de esforço transversal e o desequilíbrio de momentos entre a laje e o pilar exigem uma avaliação cuidadosa do comportamento ao punçoamento.

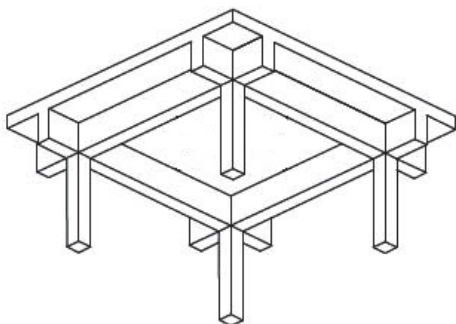


Figura 1.2: Esquema de uma laje vigada [46]

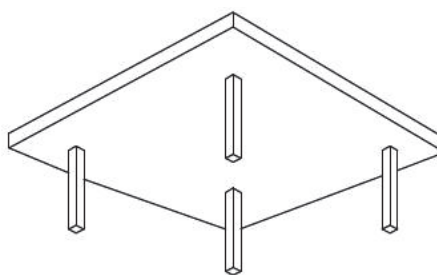


Figura 1.3: Esquema de uma laje fungiforme [46]

1.2 Objetivos

O desenvolvimento desta tese surge na continuação de um programa experimental que se tem vindo a desenvolver nos últimos anos no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL que visa o estudo do comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes.

Neste trabalho será estudado o comportamento de lajes fungiformes solicitadas a ações horizontais cíclicas. Anteriormente, estudos desenvolvidos por Almeida et al. [6], Inácio [29], Gouveia et al. [24] e Alcobia [5] desenvolveram também este tipo de ensaios, mas com diferentes técnicas para aumentar a resistência ao punçoamento e a ductilidade da ligação laje-pilar.

Deste modo, este trabalho tem como objetivo a execução de duas lajes fungiformes com armadura específica, neste caso estribos e o consequente ensaio experimental e interpretação dos resultados, incluindo: o modo de rotura, os deslocamentos horizontais, o comportamento histerético e a evolução das extensões tanto das armaduras longitudinais como da específica.

Após os ensaios de Alcobia [5] chegou-se à conclusão que a colocação de três camadas de armadura específica, apesar de estar de acordo com os regulamentos, foi insuficiente para evitar a rotura por fora da zona abrangida por armadura específica, visto que a rotura ocorreu por fora da zona com estribos. Decidiu-se assim que nestes ensaios se deveria aumentar o número de camadas de armadura específica para cinco.

Por conseguinte, será possível avaliar a resposta da laje com mais perímetros de

armadura específica de punçoamento, podendo-se rever as recomendações dos regulamentos, sugerindo melhoramentos.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, incluindo o presente capítulo introdutório, onde é feita uma pequena apresentação do tema e onde se definem os objetivos deste trabalho.

No segundo capítulo é apresentado o estado da arte, onde é explicado o fenómeno do punçoamento em lajes fungiformes. Serão também apresentados os tipos mais comuns de armadura específica de punçoamento. Por fim, serão indicadas as regras de dimensionamento de lajes com armadura específica recomendadas pelos regulamentos: EC2 [48], ACI318M-14 [2] e MC2010 [21].

O terceiro capítulo consiste na descrição do programa experimental, onde são caracterizados os modelos ensaiados, é descrito o sistema de ensaio e instrumentação utilizada e é explicado o protocolo de ensaio.

No quarto capítulo são analisados os resultados obtidos nos ensaios de uma forma aprofundada, sendo calculados alguns parâmetros de forma a permitir uma melhor análise sobre o trabalho executado.

Por fim, no quinto capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas no decorrer do trabalho e indicados alguns temas para futuros trabalhos.

Capítulo 2

Estado da Arte

2.1 Punçoamento em Lajes Fungiformes

A rotura por punçoamento em lajes fungiformes é definida pela penetração do pilar na laje, tendo esta um comportamento frágil e repentino, ou seja, dá-se sem aviso prévio e sem grande redistribuição de esforços. Neste tipo de rotura, normalmente, verifica-se um tronco de pirâmide adjacente ao pilar que se desliga da restante laje (Figura 2.1)[59].

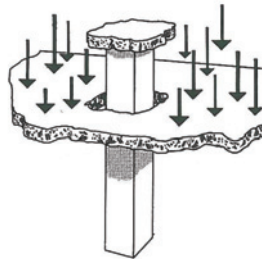


Figura 2.1: Rotura por punçoamento de uma laje fungiforme (adaptado de [63])

A ocorrência de uma rotura deste tipo pode assim causar um ponto de desequilíbrio aumentando os esforços nos pilares vizinhos conduzindo ao colapso total da laje, que por sua vez pode levar ao colapso progressivo da estrutura. Nas Figuras 2.2, 2.3 e 2.4 podemos ver alguns desses colapsos catastróficos.



Figura 2.2: *Sampoong Department Store* após colapso, (Seoul, 1995) [28]



Figura 2.3: *Piper's Row Car Park, Wolverhampton* após colapso (UK, 1997) [12]



Figura 2.4: *Bullock's Department Store* após colapso (Northridge, 1994) [40]

Foram, por isso criadas várias formas de aumentar a resistência ao punçoamento como por exemplo: aumento das dimensões do pilar, aumento da espessura da laje, colocação de um capitel, aumento da armadura longitudinal superior, utilização de betão com fibras ou de alta resistência e colocação de armadura específica de punçoamento.

2.1.1 Comportamento de uma Laje Fungiforme junto ao Pilar

De modo a atingir a rotura por punçoamento de uma laje fungiforme geralmente ocorrem as seguintes fases [42]:

- **Fase elástica-linear:**

É a primeira fase onde ainda não ocorreu cedência da armadura longitudinal nem se formou qualquer fenda no betão. O betão e o aço apresentam um comportamento elástico-linear.

- **Fase de resposta à flexão:**

A segunda fase de rotura é caracterizada pela formação das primeiras fendas tangenciais ao pilar denominadas por fendas de flexão (Figura 2.5). Após o aumento de solicitações na laje surgem também fendas radiais em torno do pilar.

- **Fase de resistência ao corte:**

Na terceira fase surgem fendas inclinadas que atravessam a laje da face superior para o inferior formando um mecanismo tronco-cônico em que a laje e o pilar se desligam um do outro. Estas fendas denominam-se por fendas de corte e resultam na rotura por punçoamento. A transição da fase anterior para esta fase nem sempre é evidente.

- **Fase de pós-rotura ao punçoamento:**

Na última fase a rotura já aconteceu ficando a laje unida apenas pela armadura longitudinal inferior de flexão que atravessa o pilar

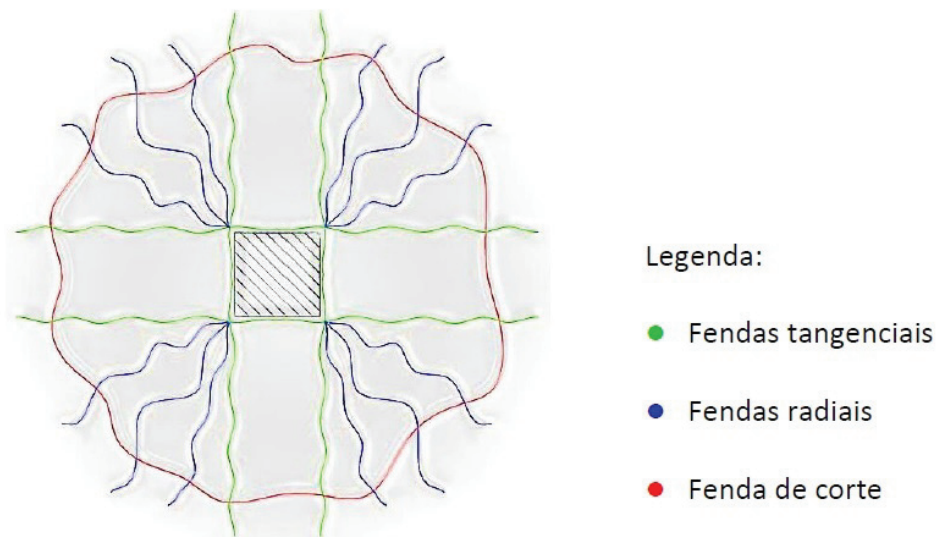


Figura 2.5: Fendas associadas à rotura por punçoamento [5]

2.1.2 Mecanismos de Resistência ao Punçoamento

A resistência ao punçoamento numa laje fungiforme é equilibrada por várias forças (Figura 2.6):

- **Força de compressão radial**

A componente vertical da força de compressão radial contribui para a resistência ao punçoamento.

- **Força de atrito entre os agregados**

No local da fenda de corte os agregados que ali se encontram interligam-se criando atrito proporcionando a resistência ao esforço transversal [65].

- **Força de efeito de ferrolho**

Este efeito ocorre quando o varão atravessa uma fenda de corte e é sujeito a um deslocamento de corte. Assim a armadura longitudinal resiste ao punçoamento até o seu recobrimento se destacar e esta ficar desligada do betão nessa zona [41].

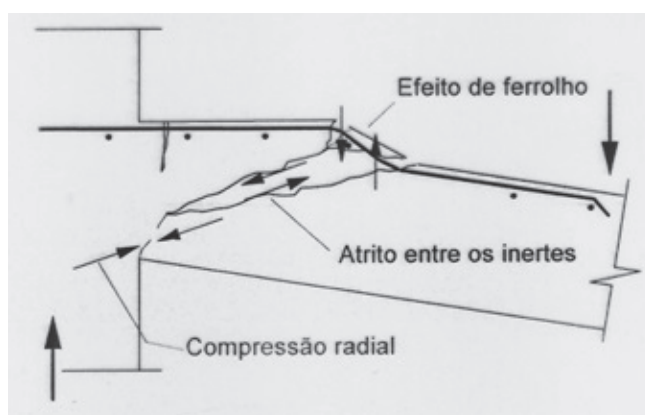


Figura 2.6: Mecanismos de resistência ao punçoamento [53]

2.2 Armadura Específica de Punçoamento

2.2.1 Tipos de Armadura Específica de Punçoamento

Hoje em dia sabe-se que a introdução de armaduras de punçoamento nas lajes fungiformes aumenta a capacidade de resistência da laje, assim como a sua ductilidade (Figura 2.7).

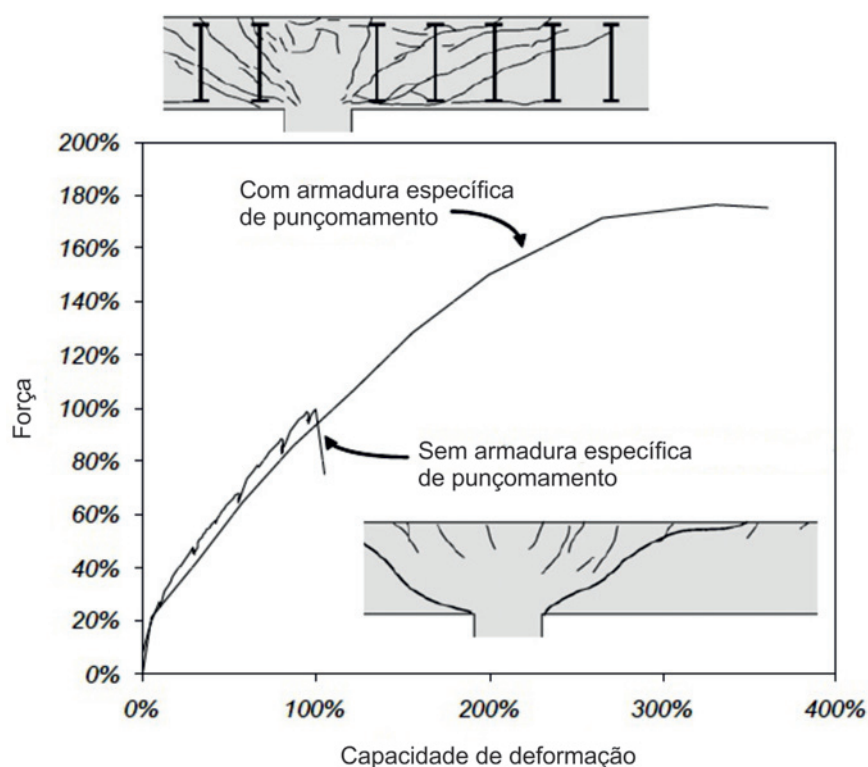


Figura 2.7: Rácios força/deslocamento vertical de lajes fungiformes com e sem armadura específica (adaptado de [1])

Ao longo das últimas décadas têm vindo a ser estudados vários tipos de armadura específica de punçoamento que irão ser apresentadas neste subcapítulo. Estes estudos têm tido como objetivo encontrar os prós e os contras de cada tipo de armadura.

A eficiência de cada tipo de armadura específica depende de vários aspetos [60]:

- resistência do material;
- comportamento da ancoragem nas zonas de tração e compressão;
- resistência à compressão do pilar;
- ductilidade;
- simplicidade e velocidade na montagem das armaduras;
- interação entre as armaduras longitudinais e específicas de punçoamento;
- custos de materiais e de produção;

De seguida serão apresentados os tipos de armadura específica de punçoamento mais utilizados:

- **Estribos**

Os estribos são o tipo de armadura específica mais utilizado em Portugal, envolvendo a armadura longitudinal inferior e a superior (Figura 2.8). Estas armaduras têm boas características de aderência ao betão por serem feitas de aço nervurado.

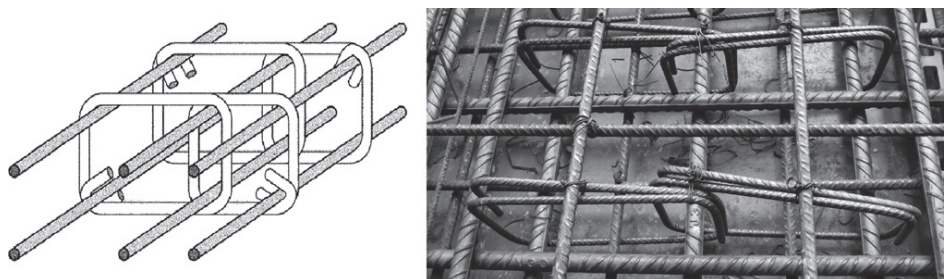


Figura 2.8: Armadura específica de punçoamento - Estribos [15]

Este tipo de armadura específica tem sido um tópico muito estudado, sendo assim alvo de ensaios ao punçoamento por vários investigadores, como por exemplo, Kinnunen and Nylander (1960) [39] e Broms (1990) [10]. Os resultados destes estudos fizeram com que alguns projetistas desencorajem a sua utilização devido às seguintes razões:

- Elevada concentração de armaduras;

- Dificuldade em obter a ancoragem correta;
- Possibilidade de plastificação da armadura durante o seu fabrico;
- Risco de omitir a sua colocação;
- Custo acrescido na sua colocação (colocados em simultâneo com a armadura longitudinal).

Por este motivo apareceram variantes deste tipo de armadura tais como: estribos abertos (Figura 2.10), *single-leg stirrup* (Figura 2.9), *shear ladders* (Figura 2.11) e *bent up bars* (Figura 2.12). Estas variantes permitem uma instalação mais rápida e fácil mas sacrificam a ancoragem da armadura.

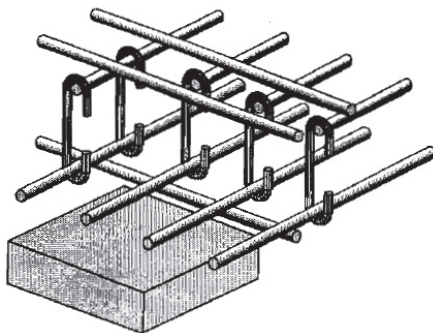


Figura 2.9: Armadura específica de punçoamento - *Single-leg stirrup* [25]

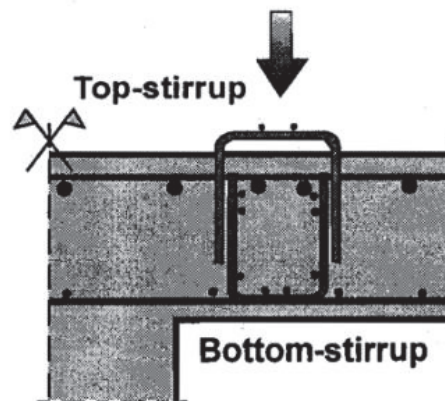


Figura 2.10: Armadura específica de punçoamento - Estribos abertos [25]

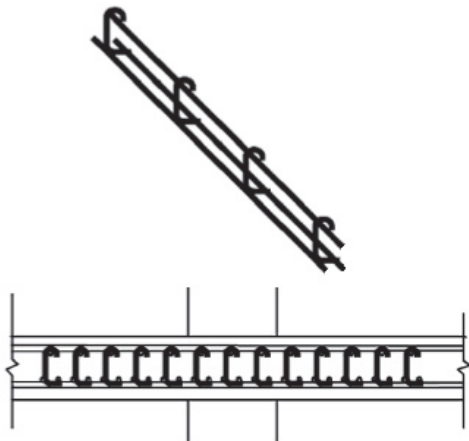


Figura 2.11: Armadura específica de punçoamento - *Shear ladders* [8]



Figura 2.12: Armadura específica de punçoamento - *Bent up bars* [4]

- **Headed Shear Studs**

Os *headed shear studs* consistem num pequeno troço de varão liso ou nervurado cujas extremidades apresentam uma cabeça circular com um diâmetro que pode chegar a ser 3 vezes o diâmetro do varão. As peças em obra podem ser colocadas individualmente ou em grupo, sendo esta disposição a mais habitual. Os *studs* são assim soldados ou fixos a uma tira de aço, formando uma espécie de "pente" (Figuras 2.13 e 2.14).

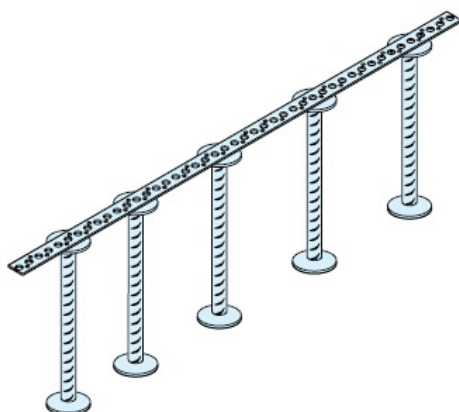


Figura 2.13: Armadura específica de punçoamento - *headed shear studs* [26]

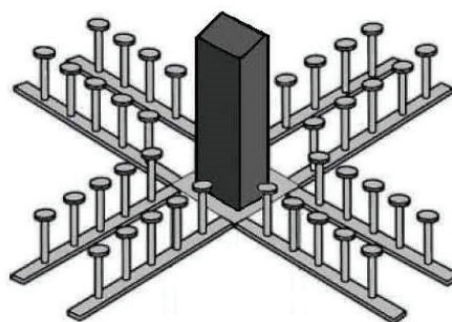


Figura 2.14: Esquema de montagem de *headed shear studs* [64]

Testes com este tipo de armadura foram executados por vários investigadores como Andrä et al. em 1979 [7], Dilger e Ghali em 1981 [20] e Mokhtar et al. em 1985 [45] que confirmaram a sua eficiência na resistência ao punçoamento e aumento da ductilidade das lajes fungiformes.

Nos últimos anos a sua utilização tem aumentado devido às seguintes razões:

- Facilidade na sua instalação;
- Baixo custo de instalação;
- Grande capacidade de ancoragem;
- Boa ligação ao betão.

- **Shearheads**

Este tipo de armadura específica utiliza perfis metálicos soldados à armadura longitudinal, existindo vários modelos no mercado com disposição de perfis diferente. Estes são aplicados por cima do pilar após a colocação da armadura longitudinal inferior e sendo uma peça com um peso considerável dificulta a sua colocação em obra, tornando-a mais

dispendiosa. Os *shearheads* aumentam consideravelmente a resistência ao punçoamento, mas a sua integração na armadura convencional pode trazer problemas [18].

Uma variante das *Shearheads* (Figura 2.15) é a utilização de pequenos troços de perfil IPE (Figura 2.16), ficando os seus banzos ancorados às armaduras longitudinais.

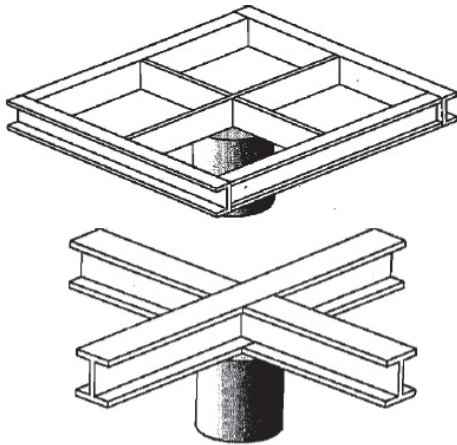


Figura 2.15: Armadura específica de punçoamento - *Shearheads* [25]

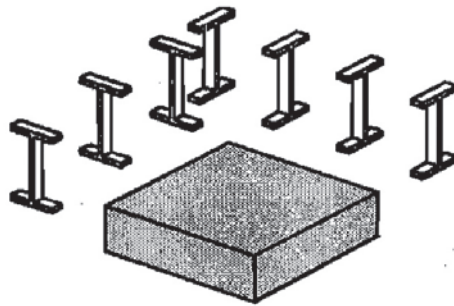


Figura 2.16: Armadura específica de punçoamento - *I-beam sections* [25]

• *Shear Band*

Outro tipo de armadura específica surgiu na Universidade de Sheffield, na Grã-Bretanha, chamado *shear band*, investigado por Pilakoutas e Li [52], em 2003. Este consiste numa fita metálica que interlaça a armadura superior e inferior alternadamente, sendo de fácil aplicação. O *shear band* estabelece uma boa ancoragem, melhorando esta característica com a execução de buracos na fita metálica (Figuras 2.17 e 2.18). Tem um bom comportamento na resistência ao punçoamento, não aumentando a capacidade de flexão da laje.



Figura 2.17: Armadura específica de punçoamento - *Shear band* [23]



Figura 2.18: *Shear bands* instaladas na armadura longitudinal [23]

- **Shear Bolts**

Os *shear bolts* são parafusos que são utilizados fundamentalmente como reforço de lajes fungiformes ao punçoamento, sendo conhecidos por armadura transversal pós-instalada (Figuras 2.19 e 2.20). Esta técnica usa parafusos normalmente lisos em conjunto com resina epóxi ou *grout* para aumentar a sua aderência ao betão. Este método aumenta a sua eficácia com a aplicação de pré-esforço nos parafusos pois o estado de compressão do betão contraria a abertura de fendas de corte, e através da colocação de chapas (anilhas) obtém-se uma boa ancoragem.

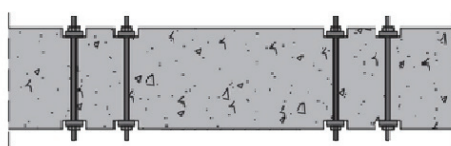


Figura 2.19: Armadura específica de punçoamento - *Shear bolt* (adaptado de [30])

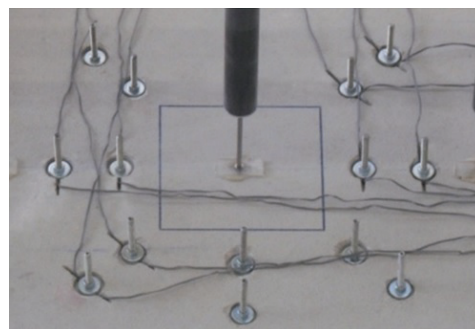


Figura 2.20: *Shear bolts* instaladas numa laje fungiforme [30]

2.2.2 Modos de Rotura em Lajes Fungiforme com Armadura Específica de Punçoamento

Nas lajes fungiformes a rotura por punçoamento surge junto às faces do pilar, mas este fenómeno poderá não acontecer quando estas apresentam armaduras específica de punçoamento, conduzindo assim a diferentes modos de rotura (Figura 2.21) [1]:

- (a) **Rotura de corte entre as faces do pilar e a camada de armadura específica de punçoamento mais próxima do pilar**

Este modo de rotura resulta do sobre-dimensionamento de armadura longitudinal e de punçoamento, onde surgem assim grandes esforços de compressão. Deste modo, este tipo de rotura delimita a máxima resistência garantida pela armadura de punçoamento instalada.

- (b) **Rotura de corte na zona abrangida por armadura específica de punçoamento**

A ocorrência deste modo de rotura evidência uma correta pormenorização das armaduras específicas pois, é esta rotura de corte que se pretende quando se instalam estas armaduras. Assim, a resistência ao punçoamento é desenvolvida tanto pelo betão como pelas armaduras específicas.

(c) **Rotura de corte por fora da zona abrangida por armadura específica de punçoamento**

Este tipo de rotura acontece quando a região que inclui a camada de armadura não é grande o suficiente para evitar uma rotura por fora desta zona. Assim sendo, este modo de rotura ajuda a estabelecer o perímetro mínimo até ao qual a armadura específica tem que chegar.

(d) **Rotura por delaminação do recobrimento**

Este fenómeno ocorre quando a armadura de punçoamento não envolve a armadura longitudinal, sendo o uso deste tipo de pormenorização desaconselhado.

(e) **Rotura por flexão junto ao pilar**

Este modo surge quando a percentagem de armadura longitudinal é baixa e a de armadura específica suficiente, formando assim um mecanismo de flexão sobre o pilar. Este tipo de rotura é preferível à de punçoamento, por se tratar de um tipo de rotura mais dúctil.

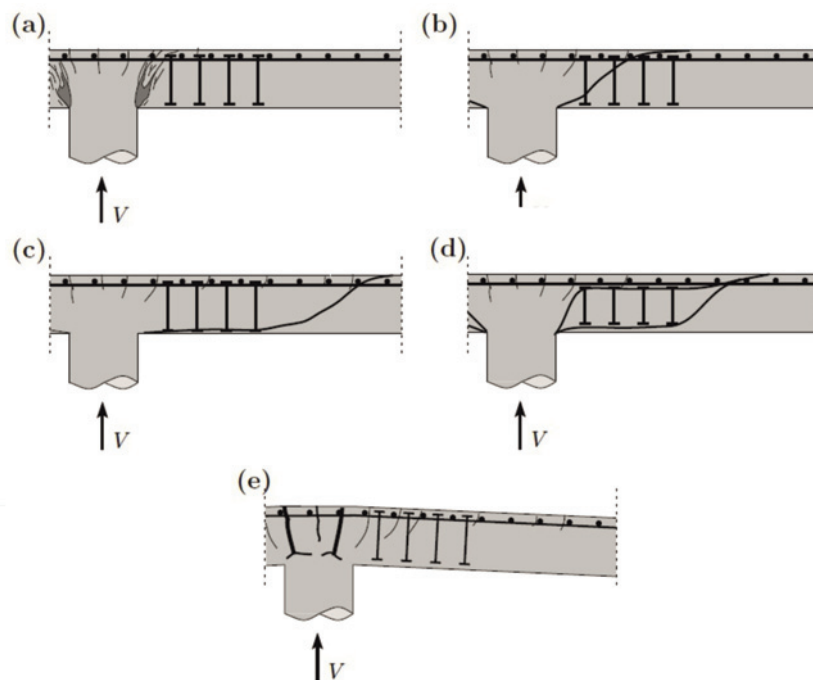


Figura 2.21: Modos de rotura por punçoamento: (a) punçoamento anterior à zona de armadura de punçoamento; (b) punçoamento dentro da zona de armadura de punçoamento; (c) punçoamento exterior à zona de armadura de punçoamento; (d) rotura por delaminação do betão e (e) rotura por flexão [1]

2.3 Ações Horizontais Cíclicas

Quando se executa um projeto estrutural tem que se considerar as ações sísmicas. No caso das lajes fungiformes o cuidado na realização do projeto deve ser acrescido pois estas são mais vulneráveis a este tipo de ações, sendo uma das razões a ausência de vigas. Assim, para ajudar a contornar esta fragilidade é recomendada a utilização de vigas de bordo (as ações cíclicas aumentam a excentricidade de punçoamento nos pilares situados na extremidade) e a utilização de paredes resistentes em edifícios cuja estrutura inclui lajes fungiformes [3].

Nos últimos anos tem havido uma série de campanhas experimentais onde foram executados ensaios cíclicos com ação de carga gravítica constante para avaliar o comportamento de lajes fungiformes, tanto em ligações laje-pilar exteriores como interiores de edifícios. Estes ensaios fornecem informação sobre a rigidez lateral, resistência e ductilidade. Verificou-se assim que a resistência ao corte é o fator que mais afeta a ductilidade das ligações sob carga cíclica.

Assim, além dos estudos desenvolvidos já referidos anteriormente apenas com carga gravítica também foi analisado o comportamento cíclico em lajes com vários tipos de armadura específica. Na Tabela 2.1 são apresentados os vários resultados dos ensaios experimentais já realizados assim como o tipo de armadura de punçoamento utilizados.

Tabela 2.1: Ensaios cíclicos realizados com armadura específica de punçoamento (adaptado de [66])

Fonte	ID	C.L.	l_1 [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	h [mm]	d [mm]	f'_c [MPa]	V_g [kN]	VR	DR [%]	M.R.	A.E.P.
Hawkins et al. (1975) [27]	SS1	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	27,6	133,0	0,40	3,89	F	CS
	SS2	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	117,6	25,7	126,3	0,38	4,44	P	CS
	SS3	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	25,9	126,8	0,39	5,76	F	CS
	SS4	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	25,8	127,7	0,38	5,63	F	CS
	SS5	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	117,6	32,2	125,9	0,34	5,00	FP	CS
Islam e Park (1976) [35]	6CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	28,2	35,6	0,24	4,44	F	CS
	7CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	29,7	35,6	0,24	4,07	F	CS
	8CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	22,1	35,6	0,27	5,56	F	CS
Symonds et al. (1976) [61]	SS-6	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	117,6	24,2	265,6	0,82	1,59	FP	CS
	SS-7	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	26,9	268,7	0,81	2,25	FP	CS
Robertson (1990) [55]	4S	UC	2895,6	254,0	254,0	114,3	91,4	43,9	43,6	0,16	7,00	F	CS
Cao (1993) [16]	CD3	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	35,6	299,8	0,90	3,41	FP	SSR
	CD4	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	34,3	200,2	0,61	4,81	F	SSR
	CD6	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	110,0	31,4	200,2	0,68	4,89	F	SSR
	CD7	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	28,6	149,9	0,50	5,19	F	SSR
Dechka (2001) [19]	S1	UC	5003,8	248,9	248,9	149,9	118,1	42,2	173,5	0,46	4,40	P	SSR
	S2	UC	5003,8	248,9	248,9	149,9	118,1	32,8	156,1	0,47	6,40	FP	CS
Robertson at al. (2002) [56]	2CS	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	31,4	33,8	0,14	8,00	F	CS
	3SL	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	43,4	24,9	0,09	8,00	F	SS
	4HS	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	38,2	35,6	0,13	8,00	F	SSR
Brown (2003) [13]	SJB-1	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	32,2	149,9	0,48	4,50	FP	SSR
	SJB-2	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	34,3	149,9	0,46	4,90	FP	SSR
	SJB-3	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	32,4	149,9	0,48	4,90	FP	SSR
	SJB-4	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	39,7	149,9	0,43	6,40	FP	SSR
	SJB-5	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	33,4	149,9	0,47	7,60	FP	SSR
	SJB-6	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	35,0	149,9	0,46	5,70	FP	SSR
	SJB-9	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	31,2	149,9	0,49	7,10	FP	SSR
Tan e Teng (2005) [62]	YL-H2V	BC	4495,8	899,2	180,3	149,9	121,9	40,0	-	0,28	5,60	FP	SSR
	YL-H1V	UC	4495,8	899,2	180,3	149,9	121,9	40,0	-	0,28	8,14	F	SSR
Gayed e Ghali (2006) [22]	ISP-0	UC	1905,0	254,0	254,0	152,4	114,0	26,3	-	0,84	3,76	FP	SSR
Brooms (2007) [11]	17c	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	36,8	355,8	0,65	3,00	FP	DUR
	17d	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	36,8	355,8	0,65	3,00	FP	DUR
	18c	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	34,6	355,8	0,67	3,00	FP	SSR
	18d	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	34,6	355,8	0,67	3,00	FP	SSR
Kang e Wallace (2008) [38]	PS2.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	125,0	0,32	4,85	F	SB
	PS3.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	133,0	0,34	3,45	FP	SB
	HS2.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	120,1	0,31	5,20	P	SSR
Cheng (2009) [17]	SU1	UC	2743,2	304,8	304,8	101,6	82,6	58,5	137,0	0,42	5,00	F	SFR
	SU2	UC	2743,2	304,8	304,8	101,6	82,6	47,9	96,1	0,33	5,00	F	SFR
	SB1	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	37,0	206,4	0,40	3,25	P	SFR
	SB2	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	30,8	194,4	0,41	2,95	P	SFR
	SB3	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	44,5	244,6	0,43	1,46	P	SSR
Park et al. (2012) [51]	LR-A1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	22,5	132,1	0,44	7,00	F	LTR
	LR-A2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	22,5	132,1	0,44	4,90	F	LTR
	SR-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	4,00	F	SSR
	SB-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	5,10	F	SB
	ST-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	3,00	F	CS
	LR-B1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	38,7	158,8	0,41	4,70	F	LTR
	LR-B2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	38,7	158,8	0,41	3,60	F	LTR
	SR-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	5,10	F	SSR
	SB-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	6,50	F	SB
	ST-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	3,20	F	CS
Song et al. (2012) [58]	SR1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	3,90	F	CS
	SR2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	5,40	F	SSR
	SR3	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	6,00	F	SB
Kang et al. (2012) [37]	LR-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	27,0	139,2	0,40	5,10	F	LTR
	LR-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	33,4	153,0	0,40	3,20	FP	LTR
	LR-C	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	35,4	159,2	0,40	4,80	F	LTR
	LR-D	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	40,8	169,5	0,40	5,10	F	LTR
	LR-E	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	34,7	157,0	0,40	3,60	FP	LTR
Matzke et al. (2015) [44]	B1	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	40,7	244,2	0,45	2,62	FP	SSR
	B2	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	33,8	222,8	0,45	2,62	FP	SSR
	B3	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	39,3	250,0	0,47	2,95	FP	SSR
	B4	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	42,1	225,5	0,41	3,25	FP	SSR
Alcobia (2015) [5]	C-STR-1	UC	4150,0	250,0	250,0	150,0	118,0	53,1	209,9	0,49	2,5	P	CS
	C-STR-2	UC	4150,0	250,0	250,0	150,0	118,0	52,5	214,6	0,49	3,0	P	CS

onde,

C.L. é o tipo de carga lateral a que o modelo está sujeito, podendo ser:

UC - unidirecional cíclica;

BC - bidirecional cíclica;

l_1 é a dimensão da laje na direção em que é aplicada a carga cíclica;

c_1 é a dimensão do pilar na direção em que é aplicada a carga cíclica;

c_2 é a dimensão do pilar na direção perpendicular à aplicação da carga cíclica;

h é espessura da laje;

d é a altura útil da laje;

f'_c é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

V_g é força gravítica aplicada na laje;

VR é definido por $V_u/\phi V_c$ no regualmento ACI318M-14 [2] onde,

V_c é o valor da parcela de resistência relativa ao betão;

$\phi = 0,75$

V_u é o esforço transversal;

DR é o *drift ratio*;

M.R. é o modo de rotura da laje:

F - rotura por flexão;

P - rotura por punçãoamento;

FP - rotura por punçãoamento condicionada à flexão;

A.E.P. é o tipo de armadura específica de punçãoamento:

CS - estribos fechados;

CS - *single-leg stirrup*;

BUP - *bent up bars*;

SH - *shearheads*;

SSR - *shear studs*;

DUR - *ductility reinforcement*;

SFR - *steel fiber reinforcement*;

LTR - *lattice reinforcement*;

SB - *shear bands*.

2.3.1 Parâmetros Utilizados no Estudo das Ações Horizontais

No estudo das ações cíclicas horizontais, são calculados vários parâmetros para determinar o comportamento da estrutura. São alguns desses parâmetros:

- **Coefficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente (ξ_{eq})**

Este parâmetro é calculado através do método definido por Hose e Seible [57], onde é utilizado o diagrama histerético resultante do ensaio cíclico. Este método está definido para curvas assimétricas no gráfico histerético, ou seja, considera deslocamentos positivos e negativos, que poderão ser diferentes. A Equação 2.1 e a Figura 2.22 apresentam o método de cálculo para este parâmetro.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_{d1}}{E_{s1}} + \frac{E_{d2}}{E_{s2}} \right) \quad (2.1)$$

onde,

ξ_{eq} é o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente;

E_{d1} é a energia dissipada para deslocamentos positivos;

E_{s1} é a energia de deformação elástica para deslocamentos positivos;

E_{d2} é a energia dissipada para deslocamentos negativos;

E_{s2} é a energia de deformação elástica para deslocamentos negativos;

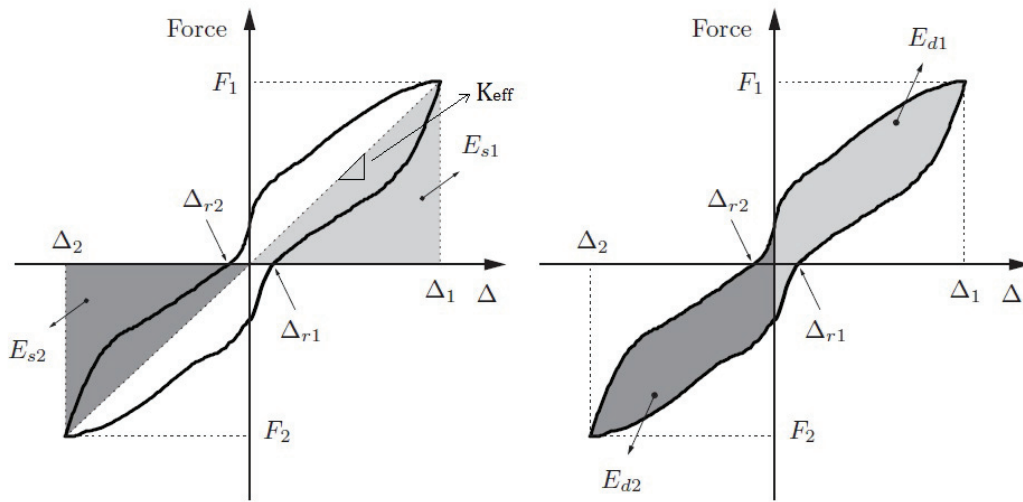


Figura 2.22: Diagrama histerético de uma ação cíclica (adaptado de [43])

- **Ductilidade em Deslocamento (μ_{Δ})**

O cálculo deste parâmetro permite avaliar quantitativamente a ductilidade de uma estrutura relacionando um deslocamento verificado num determinado

momento do carregamento horizontal (normalmente é assumido o deslocamento equivalente à força horizontal de pico ou o deslocamento equivalente à rotura do modelo) com o deslocamento equivalente à cedência idealizada da estrutura, utilizando o método de Pan e Moehle (Figura 2.23) [57, 49]. Este parâmetro é calculado através da Equação 2.2.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.2)$$

onde,

μ_{Δ} é a ductilidade em deslocamento;

Δ é o deslocamento equivalente à força horizontal de pico ou o deslocamento equivalente à rotura do modelo;

Δ_y é o deslocamento equivalente à cedência idealizada do modelo;

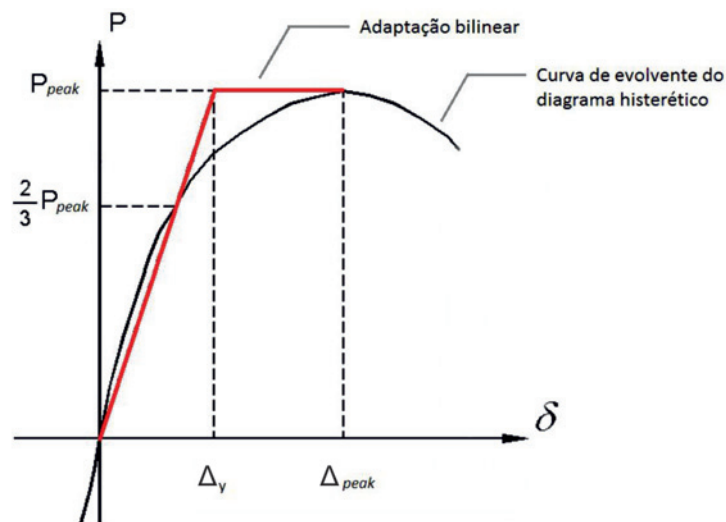


Figura 2.23: Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético pelo método de Pan e Moehle (adaptado de [14])

• Índice de Deformação Residual (*RDI*)

Este parâmetro relaciona a deformação residual após descarga com a deformação equivalente à cedência da estrutura. O RDI tem como objetivo verificar o comportamento plástico da estrutura assim como, quantificar os seus danos sofridos após cada ciclo para desta forma avaliar a viabilidade de reparação estrutural [57]. Este índice é calculado através da Equação 2.3.

$$RDI = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_{r1}}{\Delta_{y1}} + \frac{\Delta_{r2}}{\Delta_{y2}} \right) \quad (2.3)$$

onde,

RDI é o índice de deformação residual;

- Δ_{r1} é o deslocamento residual após ciclos com deslocamentos positivos (Figura 2.22);
- Δ_{r2} é o deslocamento residual após ciclos com deslocamentos negativos (Figura 2.22);
- Δ_{y1} é o deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo para deslocamentos positivos;
- Δ_{y1} é o deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo para deslocamentos negativos.

- **Rigidez Lateral Efectiva (K_{eff})**

O objetivo deste parâmetro é estimar a rigidez da estrutura face à aplicação de cargas horizontais. É definido, assim, pela razão entre a força máxima de cada ciclo e a sua deformação equivalente, como podemos observar na Equação 2.4 (Figura 2.22)[57].

$$k_{eff} = \frac{F_1}{\Delta_1} \quad (2.4)$$

2.4 Normas

Seguidamente serão apresentadas as expressões de cálculo da capacidade resistente de lajes fungiformes face ao punçoamento aconselhadas pelos três regulamentos principais a nível mundial: EC2 [48], ACI318M-14 [2] e MC2010 [21]

2.4.1 Eurocódigo 2

No EC2 [48] a verificação de segurança ao punçoamento é feita garantido que as tensões de corte atuantes, v_{Ed} , são inferiores às tensões de corte resistente, v_{Rd} .

- **Tensões atuantes**

Cálculo do v_{Ed} através da Equação 2.5.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.5)$$

onde,

V_{Ed} é o esforço transversal atuante;

d é a altura útil da laje;

u_1 é o perímetro de controlo definido a $2d$ da face do pilar. Este perímetro deve ser definido segundo um traçado que o conduza a um valor mínimo (Figura 2.24);

β é o coeficiente que permite ter em consideração a excentricidade do carregamento, obtido pela Equação 2.6.

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.6)$$

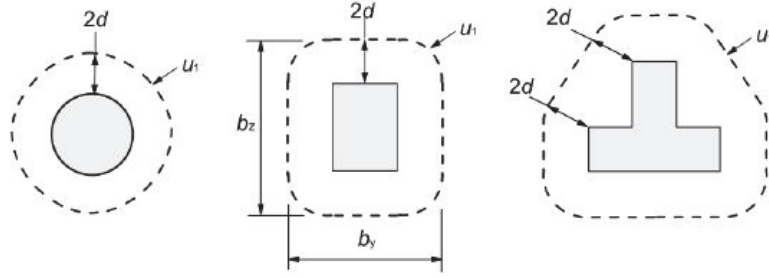


Figura 2.24: Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o EC2 [48]

onde,

k é o coeficiente que depende da relação entre as dimensões do pilar paralelas e perpendiculares à excentricidade da carga, C_1 e C_2 respetivamente, podendo assumir os valores da Tabela 2.2;

Tabela 2.2: Valores de k .

C_1/C_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

ω_1 é o módulo de flexão do perímetro de controlo, correspondente à distribuição de tensões apresentadas (distribuição plástica). É calculado através da Equação 2.7.

$$\omega_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (2.7)$$

onde,

e é a excentricidade do perímetro de controlo.

• Tensões resistentes sem armadura específica de punçoamento

Segundo esta norma, a resistência de lajes fungiformes não pré-esforçadas ao punçoamento sem armaduras específicas é dada pela Equação 2.8.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (2.8)$$

onde,

f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão [MPa];

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ é um fator de escala, com d em mm;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02$ é a percentagem geométrica de armadura onde ρ_{ly} e ρ_{lx} referem-se à armadura de tração aderente nas direções y e x , respetivamente. Estes valores devem ser calculados numa largura b da laje, equivalente à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ com $\gamma_c=1,5$.

• **Tensões resistentes com armadura específica de punçoamento**

A resistência ao punçoamento de uma laje com armaduras de punçoamento é calculada através da Equação 2.9.

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,ef}(u_1d)^{-1}\text{sen}(\alpha) \quad (2.9)$$

onde,

A_{sw} é a área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm^2];

s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento [mm];

$f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \geq f_{ywd}$ [MPa], com d em milímetros;

α é o ângulo entre a armadura de punçoamento e o plano da laje.

O perímetro de controlo para o qual deixa de ser necessário armadura de punçoamento pode ser calculado através da Equação 2.10

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c}d} \quad (2.10)$$

A tensão de resistência ao punçoamento é limitada pelo valor de $v_{Rd,max}$, como indica a Equação 2.11 . O $v_{Rd,max}$ é calculado através da Equação 2.12.

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0d} \leq v_{Rd,max} \quad (2.11)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5v_{cd} \quad (2.12)$$

onde,

u_0 é o perímetro de controlo na vizinhança do pilar;

$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$ é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão.

A quantidade mínima de armadura de punçoamento aconselhada pelo EC2 é obtida pela Equação 2.13.

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1,5.\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.13)$$

onde,

$A_{sw,min}$ é a área mínima de um ramo de armadura de punçoamento;

s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento;
 s_t é o espaçamento tangencial entre a armadura de punçoamento;
 f_{yk} é valor característico da tensão de cedência à tração do aço.

2.4.2 ACI 318M-14

Segundo esta norma [2], a resistência ao punçoamento em lajes fungiformes sem armadura específica pode ser obtida pelo menor valor das Equações 2.14, 2.15 e 2.16.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.14)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.15)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.16)$$

onde,

V_c é o valor da parcela de resistência ao punçoamento relativa ao betão;

β é a razão entre os lados maior e menor do pilar;

λ é um fator que tem em conta o uso de betão leve ($\lambda = 1$ para betões normais);

f'_c é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];

b_0 é o perímetro de controlo face ao punçoamento [mm]. Este está a uma distância não inferior a $0,5d$ do perímetro do pilar (Figura 2.25);

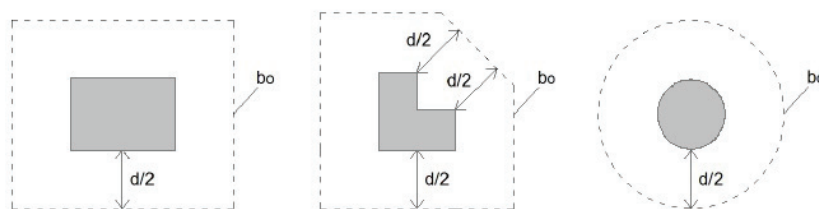


Figura 2.25: Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o ACI [2]

d é a altura útil da laje [mm];

α_s é um fator que tem em conta a localização do pilar em planta, tomando o valor de 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.

No caso da laje incluir armaduras específicas de punçoamento, o regulamento indica que é necessário calcular a sua contribuição na resistência ao punçoamento

através da Equação 2.17 ou da Equação 2.18 caso a armadura tenham inclinação (válidas para o uso de estribos).

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.17)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) d}{s} \quad (2.18)$$

onde,

V_s é o valor da parcela de resistência ao punçoamento relativa às armaduras específicas de punçoamento;

A_v é a área de todos os ramos de armadura específica num perímetro de armadura em torno do pilar [mm^2];

f_{yt} é o valor característico da tensão de cedência do aço em armaduras transversais [MPa];

s é o espaçamento entre perímetros de armadura em torno do pilar [mm];

α é o ângulo que a armadura de punçoamento faz com o plano da laje.

Assim, a capacidade de resistente total ao punçoamento (V_n) pode ser obtida através da soma da contribuição do betão com a contribuição das armaduras específicas. No entanto, só podem ser usadas armaduras específicas de punçoamento em lajes com alturas úteis superiores a 150 mm. O uso deste tipo de armaduras implica também uma limitação da contribuição do betão: $V_c \leq 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$. Na resistência total ao punçoamento também existe limitação quando se usam estribos como armadura de punçoamento sendo assim $V_n \leq 0,5\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$. De modo a controlar a abertura de fenda de corte, a presente norma limita a tensão nas armaduras de punçoamento a 420 MPa.

Caso exista transferência de momento fletor, esta verificação deverá ser feita em termos de tensões, tal como é apresentado na Equação 2.19

$$\phi v_n = v_u \quad (2.19)$$

onde,

$$\phi = 0,75;$$

$v_n = (V_c + V_s)/(b_0d)$ é a tensão de resistência ao punçoamento;

v_u é a tensão de punçoamento atuante, calculada através da Equação 2.20.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (2.20)$$

onde,

V_u é o esforço transversal transmitido ao pilar;

M_u é o momento transversal transmitido ao pilar;

A_c é a área de betão dentro da secção crítica ($A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$ no caso de um pilar rectangular);

$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1+(2/3)\sqrt{c_1/c_2}}$, em que c_1 e c_2 são as dimensões do pilar rectangular.

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{d(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

c_{AB} é distância entre o ponto de aplicação de carga e o perímetro de controlo;

A armadura mínima de punçoamento pode ser calculada através da Equação 2.21 caso $V_u \geq 0,5\phi V_c$ onde, ϕ é o fator de redução da resistência e assume o valor de 0,9. Independentemente desta condição não se verificar, o regulamento aconselha o cumprimento da quantidade de armadura mínima.

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y t} \quad (2.21)$$

onde,

b_w é o comprimento dos estribos utilizados.

2.4.3 Model Code 2010

Ao contrário dos dois regulamentos apresentados anteriormente que se baseiam em métodos empíricos o *Model Code 2010* [21] é baseado em métodos analíticos, mais precisamente na *Critical Shear Crack Theory* [47]. Esta teoria calcula a resistência ao punçoamento tendo em conta a abertura e a rugosidade da fenda de corte crítica, sendo os principais parâmetros o cálculo da rotação na laje, a sua altura efetiva, o tamanho máximo do agregado presente no betão, a resistência do betão e a quantidade de armadura .

Para o cálculo da resistência ao punçoamento, este código considera um perímetro de controlo face ao esforço transversal, b_0 , obtido pela Equação 2.22.

$$b_0 = \frac{V_{Ed}}{V_{perp,d,max}} \quad (2.22)$$

onde,

V_{Ed} é o esforço transversal atuante de cálculo;

$V_{perp,d,max}$ é o esforço transversal máximo por unidade de comprimento perpendicular ao perímetro de controlo básico.

Para ter em conta o momento existente na ligação pilar-laje, o perímetro de controlo (b_0) sofre uma modificação dada pela Equação 2.23

$$b_0 = k_e \cdot b_{1,red} \quad (2.23)$$

onde,

$b_{1,red}$ é o perímetro de controlo básico reduzido (devido a descontinuidades, tais como orifícios);

k_e é o coeficiente de excentricidade e é dado pela Equação 2.24.

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} \quad (2.24)$$

Onde,

e_u é a excentricidade de carga relativamente ao centróide do perímetro do controlo básico;

b_u é o diâmetro de um círculo com área igual ao perímetro de controlo básico face ao punçoamento, $b_{1,red}$. O $b_{1,red}$ está a uma distância não inferior a $0,5d$ do perímetro do pilar (Figura 2.26);

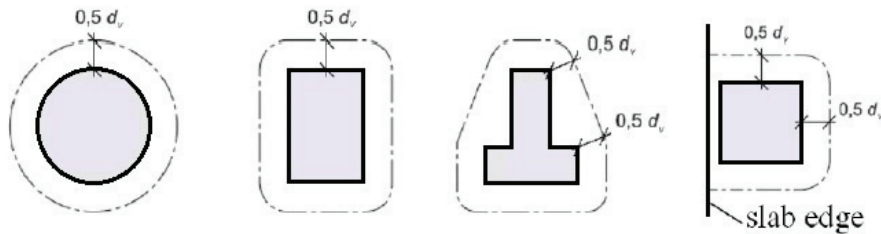


Figura 2.26: Perímetros de controlo típicos em torno de diferentes tipos de pilares segundo o MC2010 [21]

A resistência ao punçoamento é obtida através da soma das contribuições do betão e da armadura específica (caso exista). A contribuição do betão é obtida através da Equação 2.25.

$$V_{rd,c} = \frac{3}{4} \frac{b_0 d \sqrt{f_c}}{1 + 15 \frac{\psi d}{16 + d_g}} \quad (2.25)$$

onde,

d_g é a dimensão máxima do agregado;

ψ é a rotação da laje na rotura;

d é a altura útil da laje.

f_c é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão.

A contribuição das armaduras específicas na resistência ao punçoamento pode ser calculada através da Equação 2.26.

$$V_{rd,c} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{sw} d \quad (2.26)$$

onde,

$\sum A_{sw}$ é a soma das áreas de todos os ramos de armadura específica situados a uma distância que varia entre $0.35d_v$ e d_v do pilar;

σ_{swd} é um fator que está relacionado com a tensão mobilizada nas armaduras específicas, obtida pela Equação 2.27.

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd} \cdot \frac{d}{\Phi_w}} \right) \leq f_{ywd} \quad (2.27)$$

onde,

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

f_{bd} é a tensão de aderência da armadura específica ($f_{bd}=3$ MPa para varões nervurados);

f_{ywd} é tensão de cedência de cálculo do aço;

Φ_w é o diâmetro da armadura específica.

Para o cálculo da rotação, esta norma apresenta vários níveis de aproximação da carga de rotura sendo que quanto maior o nível de aproximação melhor serão os resultados obtidos.

Tabela 2.3: Níveis de aproximação segundo o Mc2010 [21]

Nível de aproximação	Rotação (ψ)	
I	$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s}$	(2.28)
II	$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{rd}} \right)^{1,5}$	(2.29)
III	$\psi = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{rd}} \right)^{1,5}$	(2.30)
IV	ψ é obtido através de uma análise não linear	

onde,

r_s é a distância entre o centro do pilar e a linha de momentos nulos;

f_{yd} é a tensão de cedência das armaduras;

E_s é o módulo de elasticidade das armaduras;

m_{sd} é o momento atuante na laje no momento em que existe rotura na laje, calculado através de análise linear para a aproximação III (valor médio na faixa do pilar);

m_{rd} é o momento resistente da laje face à flexão.

Capítulo 3

Modelos Experimentais

3.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o programa experimental para o estudo do comportamento de lajes fungiformes com armadura específica de punçoamento sujeitas a solicitações horizontais cíclicas.

Para realização deste estudo foram produzidos dois modelos de laje fungiforme com estribos como armadura específica de punçoamento (C-STR-3 e C-STR-4) na fábrica de prefabricação Secil Prébetão. Estes dois modelos de laje foram posteriormente ensaiados num sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al. [6] que se encontra no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa. O que diferencia estes dois modelos é a quantidade de armadura específica.

Para efeitos de estudo estes dois modelos vão ser comparados com um modelo previamente ensaio por Almeida et al. [6] sem armadura específica (modelo C-50) e as lajes C-STR-1 e C-STR-2 ensaiadas por Alcobia [5] com armadura específica.

Também serão apresentados neste capítulo os vários ensaios executados para caraterizar cada modelo.

Para análise de resultados e comparações entre modelos foram também utilizados diversos tipos de instrumentação durante o ensaio que também serão aqui descritos.

3.2 Descrição dos Modelos

Os modelos em estudo foram concebidos de maneira a representar a zona de laje interior de um edifício sendo o objetivo analisar a resposta de ligação laje-pilar em relação à ductilidade, resistência e rigidez. Os modelos em questão foram feitos à escala de $1/(3/2)$.

As dimensões dos modelos em planta são 4,15 m de comprimento na direção N-S e 1,85 m de largura na direção O-E, tendo como espessura 0.15 m. Nos modelos, o pilar encontra-se no centro da laje em planta e, sendo a dimensão na direção N-S correspondente ao vão entre pilares significa que as extremidades da laje estão a simular a linha de meio vão. Na direção O-E por não ser a direção correspondente ao carregamento cíclico, optou-se por uma dimensão que representa a distância à linha de momentos nulos.

No que diz respeito às armaduras existentes em cada modelo, estas são constituídas por armaduras longitudinais e por armadura específica de punçoamento, neste caso estribos.

No que toca à armadura longitudinal é igual em todos os modelos analisados e foi dimensionada de maneira à rotura da laje ocorrer por punçoamento e não por flexão em lajes sem armadura específica de punçoamento. A percentagem de armadura longitudinal superior calculada na zona da ligação laje-pilar foi de cerca de 0,96 %. A pormenorização das armaduras longitudinais inferiores e superiores está representada nas Figuras 3.1, 3.2 e 3.3.

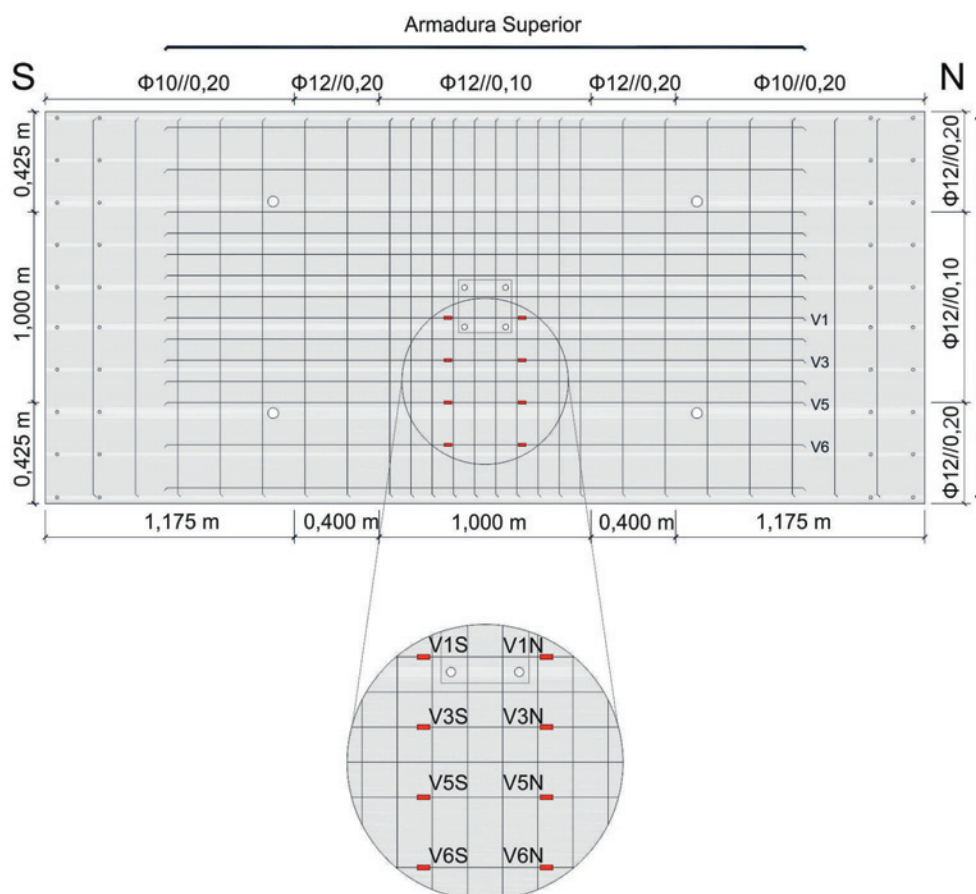


Figura 3.1: Pormenorização da armadura superior e respetiva localização de extensómetros em pormenor

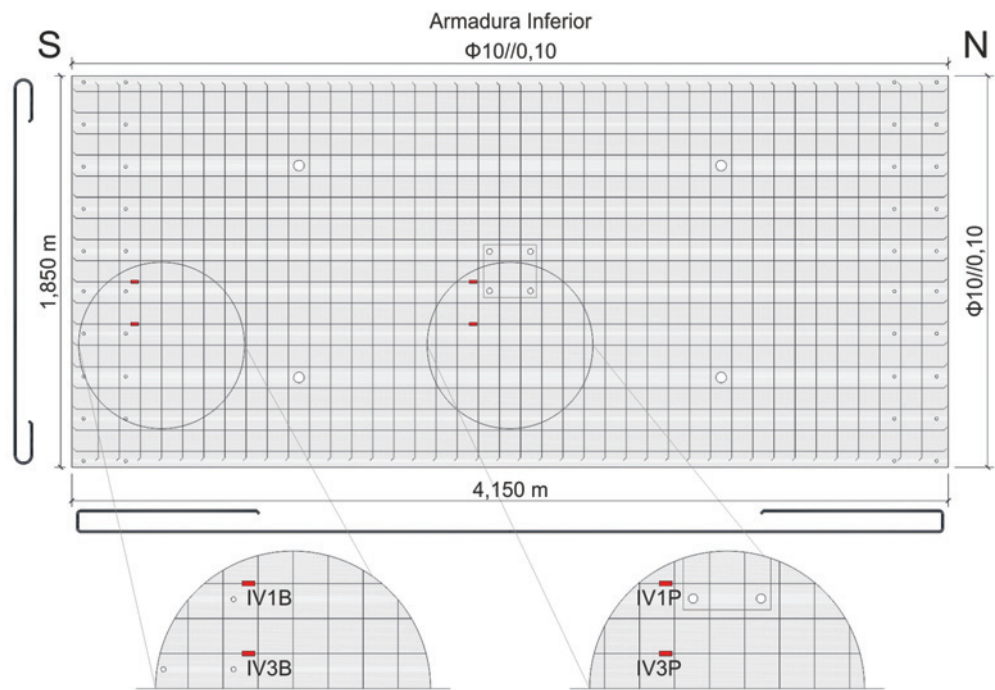


Figura 3.2: Pormenorização da armadura inferior e respetiva localização de extensómetros em pormenor

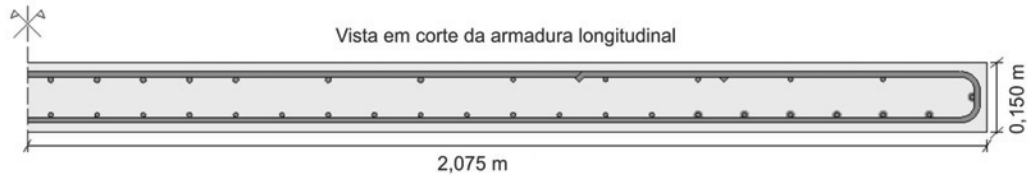


Figura 3.3: Vista em corte da armadura longitudinal

O recobrimento da armadura inferior da laje é aproximadamente 20 mm. Os valores da altura útil, d , da armadura superior foram medidos com a ajuda de um paquímetro antes de cada betonagem, tendo a armadura segundo a direção N-S maior altura útil. A Tabela 3.1 apresenta os valores médios para cada modelo incluindo também o d do modelo base C-50. Na Figura 3.4 podemos observar a laje C-STR-3 antes de ser betonada.

Tabela 3.1: Altura útil dos modelos

Modelo	C-50	C-STR-1	C-STR-2	C-STR-3	C-STR-4
d [mm]	118,4	117,3	118,8	119,3	118,2



Figura 3.4: Armaduras longitudinais antes da betonagem

O modelo C-50, que serve como elemento de comparação, não contém qualquer armadura de punçoamento instalada. Já os modelos ensaiados neste estudo, modelos C-STR-3 e C-STR-4, contêm estribos.

O modelo C-STR-3 contém cinco perímetros de estribos de 4,5 mm de diâmetro, mais duas do que o estudo realizado por Alcobia [5] em que o modelo C-STR-1 continha três perímetros de estribos em volta do pilar cumprindo regras de pormenorização do EC2 [48], com a quantidade de armadura mínima requerida pelo MC2010 [21]. O modelo C-STR-4, à semelhança do modelo C-STR-3 também contém cinco perímetros, mas agora com estribos de 6 mm e 8 mm de diâmetro, isto é, com mais dois perímetros que o modelo C-STR-2. A Tabela 3.2 contém a quantidade de armadura de punçoamento em cada perímetro à volta do pilar para cada modelo. Nas Figuras 3.5 e 3.6 são apresentadas a planta e o esquema de montagem dos estribos e nas Figuras 3.7 e 3.8 a sequência de instalação dos estribos na armadura longitudinal.

Tabela 3.2: Armadura de punçoamento nos modelos

Modelo	Armadura de Punçoamento	A_{sw} (por perímetro) [mm ²]
C-50	Não	-
C-STR-1	Sim	254,47
C-STR-2	Sim	615,75
C-STR-3	Sim	254,47
C-STR-4	Sim	615,75

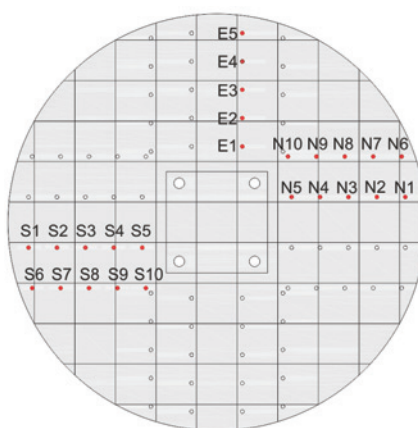


Figura 3.5: Localização da armadura específica de punção e sua instrumentação

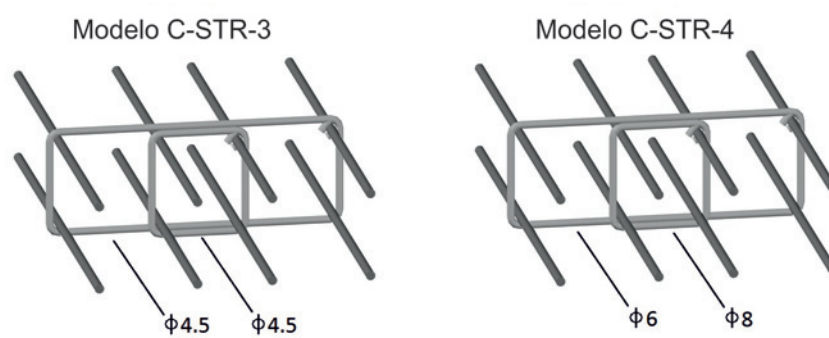
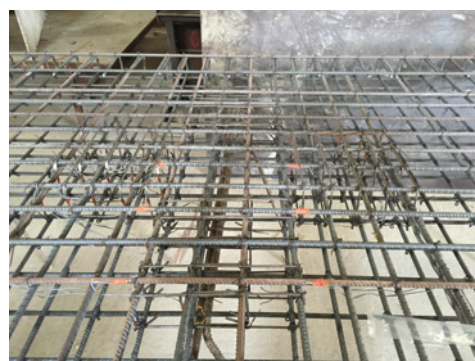


Figura 3.6: Esquema de montagem dos estribos para ambos os modelos (adaptado de [5])



[a]



[b]

Figura 3.7: Sequência de instalação dos estribos na armadura longitudinal: [a] Início da instalação dos estribos na armadura longitudinal superior; [b] Estribos instalados com a totalidade da armadura longitudinal

O modelo assenta sobre um troço inferior de pilar metálico que está ligado à laje de reação do laboratório através de uma rótula, sendo esse o ponto sobre o qual ocorre a rotação do pilar. Este troço de pilar liga a outro colocado sobre a laje através de varões roscados pré-esforçados, ficando assim a laje com compressões verticais, simulando estados de tensão no nó de ligação laje-pilar realistas.

Os topos Norte e Sul correspondem ao meio vão do modelo real. Nestes topos o modelo de laje encontra-se pré-esforçado ao sistema de ensaio.

Os deslocamentos no meio vão de laje de vãos adjacentes deverão ser iguais e, para cargas horizontais, o esforço transversal deverá ser igual em valor absoluto e de sinal contrário. Para tal acontecer o sistema inclui um sistema mecânico que permite compatibilizar o esforço transversal e os deslocamentos verticais nos dois bordos. Podemos assim observar na Figura 3.10 este sistema aquando da aplicação de carga gravítica e de carregamento horizontal. Quando é aplicada a carga gravítica, o deslocamento horizontal nos dois bordos é igual e o esforço transversal nulo nos bordos. Já quando se aplica carregamento horizontal o deslocamento é igual nos dois bordos impondo valores de esforço transversal iguais, mas de sinal contrário.

Quanto ao momento fletor nos bordos Sul e Norte, deve ser não nulo para carregamentos verticais e a rotação deve ser a mesma em ambos os bordos. Uma vez que o modelo permite a redistribuição de esforços, o sistema de ensaio é capaz de dar resposta a incrementos de momento fletor a meio vão devido a perdas de rigidez na zona do pilar. Para tal o sistema possui um mecanismo constituído por duas escoras bi-rotuladas, cada uma com um macaco hidráulico, ligadas à laje através de dois perfis metálicos ligados rigidamente à laje e através de uma rótula às escoras, como podemos observar na Figura 3.11.

Durante o ensaio a carga gravítica deve ser mantida, e esta deve ser independente da deformação da laje e dos seus deslocamentos verticais e horizontais. Deste modo o sistema concebido permite encaminhar a carga gravítica aplicada para o pilar metálico inferior, como podemos observar na Figura 3.14. O mesmo não aconteceria se as cargas fossem encaminhadas para a laje de reação do laboratório. A carga gravítica é assim aplicada por quatro macacos hidráulicos (Figura 3.13) transferindo cada carga para uma viga metálica que por sua vez transfere a carga à laje através de duas chapas de aço com dimensões $200 \times 200 \times 25 \text{ mm}^3$, sendo assim oito os pontos de transferência de carga gravítica. Os macacos hidráulicos estão ligados a uma unidade de controlo de pressão hidráulica (Figura 3.14).

Para a aplicação de deslocamentos horizontais é ligado um atuador ao troço superior do pilar como se pode observar na Figura 3.9.

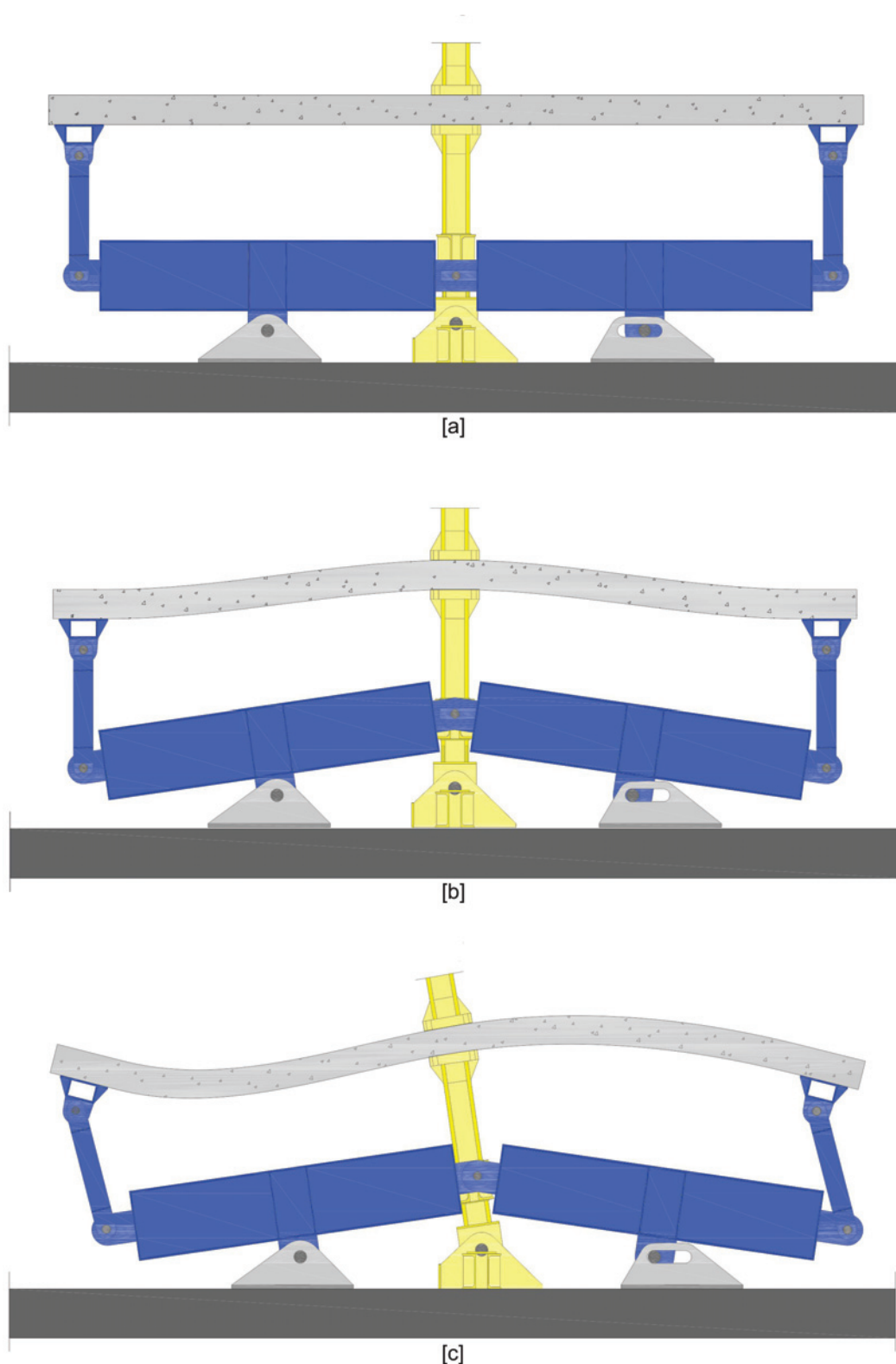


Figura 3.10: Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal (adaptado de [6])

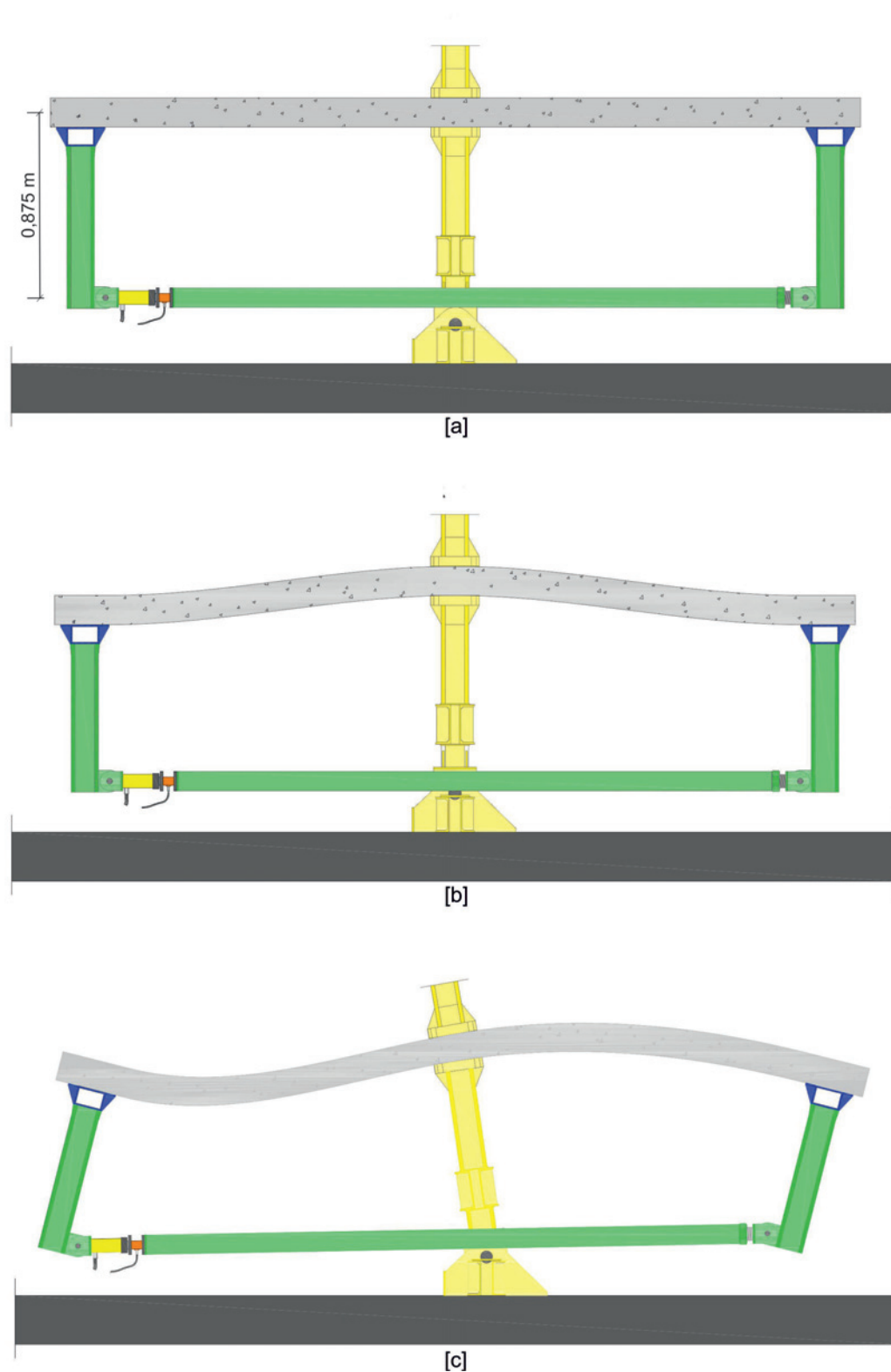


Figura 3.11: Sistema de compatibilização de rotações: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal (adaptado de [6])

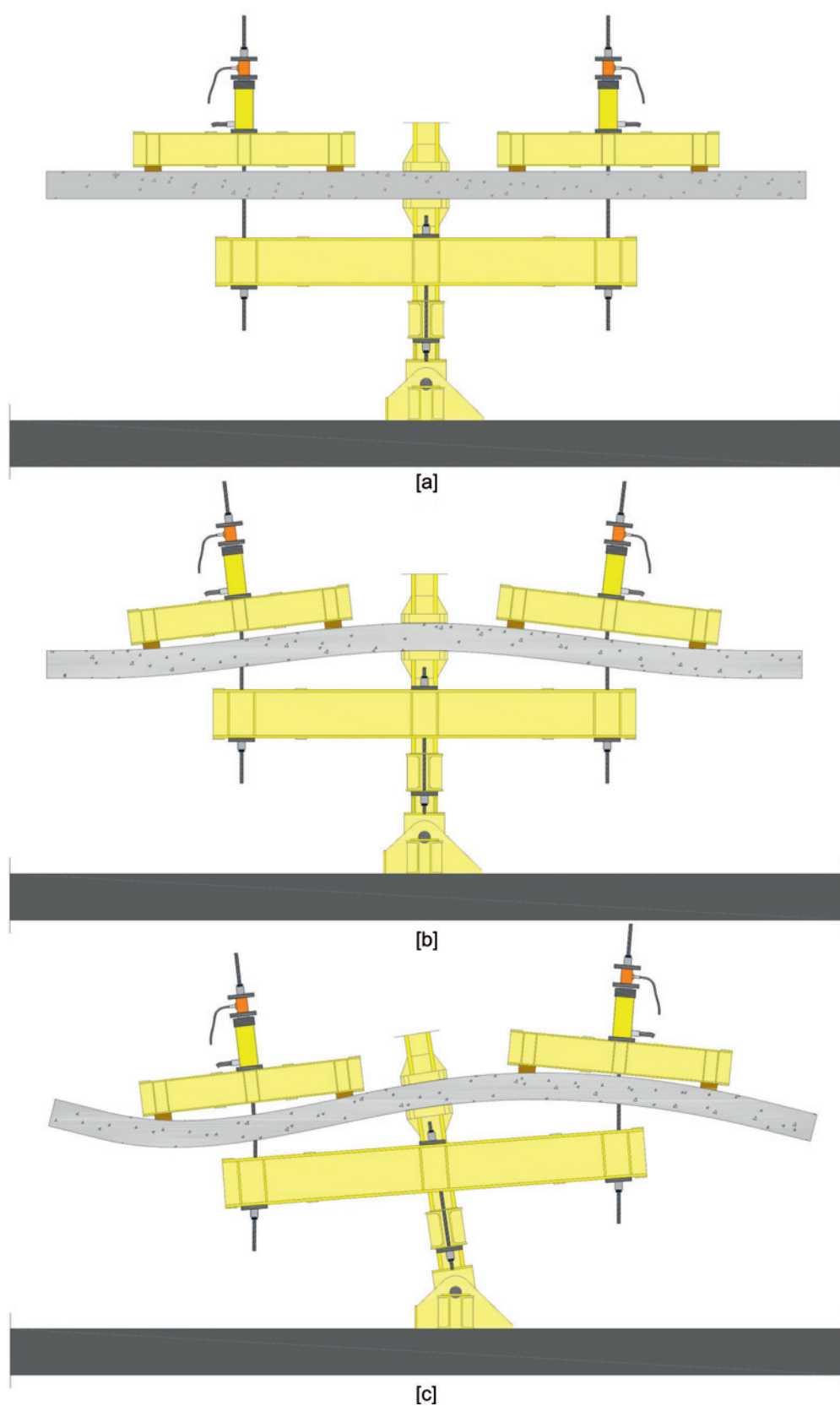


Figura 3.12: Sistema de aplicação de carga gravítica: [a] Posição indeformada, [b] Deformação devida à carga gravítica, [c] Deformação devida à carga gravítica e deslocamento horizontal (adaptado de [6])



Figura 3.13: Macaco hidráulico



Figura 3.14: Unidade de controlo de pressão hidráulica

3.4 Caracterização dos Materiais

Neste sub-capítulo, serão apresentados todos os ensaios realizados para conhecer as características dos materiais utilizados na construção dos modelos, assim como os seus resultados.

3.4.1 Betão

A caracterização do betão foi feita para cada modelo separadamente, tendo-se assim recolhido amostras no decorrer de cada betonagem (Figuras 3.15 e 3.16). Para cada modelo foram betonados e devidamente vibrados dez cilindros com 150 mm de base e 300 mm de altura e, seis cubos com 150 mm de lado (normas NP EN 12390-1 [31] e NP EN 12390-2 [32]).



Figura 3.15: Amostras de betão recolhidas em moldes cúbicos



Figura 3.16: Amostras de betão recolhidas em moldes cilíndricos

Os provetes cilíndricos foram ensaiados à compressão como se pode observar na Figura 3.17 (norma NP EN 12390-3 [33]), à tração (compressão diametral de acordo com a norma NP EN 12390-6 [34]) e também foram utilizados para calcular o módulo de elasticidade do betão. Os provetes cúbicos só foram ensaiados à compressão como se pode observar na Figura 3.18 (norma NP EN 12390-3 [33]). É importante assinalar que os provetes foram ensaiados no mesmo dia do ensaio de cada modelo. O equipamento utilizado nos ensaios foi a prensa hidráulica que se encontra no Laboratório do DEC, que pode ser visualizado na Figura 3.19. Para determinar a tração e o módulo de elasticidade do betão foram utilizados os aparelhos das Figuras 3.20 e 3.21, respetivamente. As características do betão estão apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Características do betão utilizado nos modelos

Modelo	F_{ccm} [kN]	f_{ccm} [MPa]	F_{cm} [kN]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	Idade [dias]
C-50	1093,50	48,60	925,98	52,40	2,91	36,83	68
C-STR-1	1242,50	55,22	938,75	53,12	3,67	40,47	82
C-STR-2	1264,50	56,20	927,75	52,50	3,64	42,35	90
C-STR-3	1059,67	47,10	868,60	49,15	4,16	38,93	58
C-STR-4	983,17	43,70	785,40	44,44	3,59	37,84	61

onde,

F_{ccm}, f_{ccm} são a força e a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos, respetivamente;

F_{cm}, f_{cm} são a força e a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, respetivamente;

f_{ctm} é a tensão média de rotura à tração do betão;

E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do betão.



Figura 3.17: Ensaio de cilindros à compressão



Figura 3.18: Ensaio de cubos à compressão



Figura 3.19: Prensa utilizada no ensaio de provetes

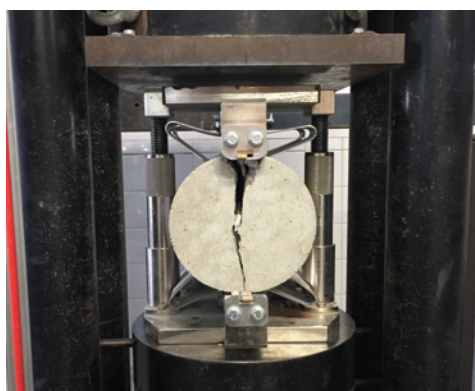


Figura 3.20: Ensaio de compressão diametral (tração)



Figura 3.21: Ensaio de determinação do módulo de elasticidade do betão

Além dos ensaios executados para determinar as características do betão, a fábrica de pré-fabricação indicou o valor da máxima dimensão dos agregados usados na fabricação dos modelos, sendo este de 12 mm

3.4.2 Aço

Quanto à caracterização do aço tanto da armadura longitudinal, como da armadura específica de punçoamento, foram realizados ensaios à tração no Laboratório Nacional de Engenharia Civil segundo a norma EN ISO 15630-1: 2010 [36] (Figuras 3.22 e 3.23). Para cada diâmetro de varão foram ensaiados 3 provetes de aproximadamente 300 mm de comprimento. As características dos varões são apresentados nas Tabelas 3.4 e 3.5.

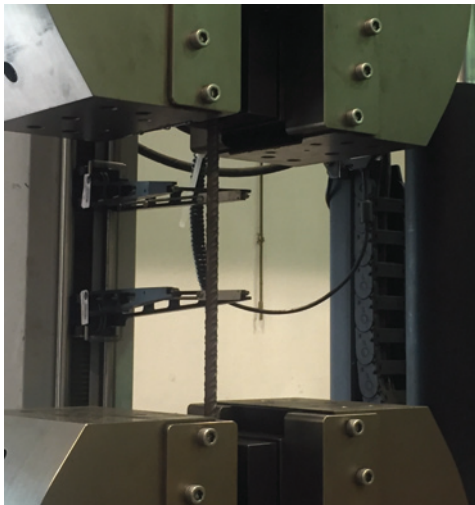


Figura 3.22: Ensaio à tração de um varão de aço



Figura 3.23: Varão de aço depois da cedência por tração

Armaduras Longitudinais

Tabela 3.4: Características do aço da armadura longitudinal

Varão	S_0 [mm ²]	F_{sy} [kN]	F_{su} [kN]	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_y [%]	ε_{max} [%]
Ø 10	78,54	41,15	48,71	523,91	620,24	0,26	7,8
Ø 12	113,10	61,62	71,13	544,86	628,90	0,27	7,1

Onde,

S_0 é a área da secção transversal do varão;

F_{sy} , f_{sy} são a força e a tensão de cedência do aço, respetivamente;

F_{su} , f_{su} são a força e a tensão de rotura à tração do aço , respetivamente;

ε_y é a extensão de cedência do aço considerando $E=200$ GPa;

ε_{max} é a extensão total na força máxima, determinada através do cálculo da extensão permanente na força máxima e considerando $E=200$ GPa.

Armaduras de Puçoamento (estribos)

Tabela 3.5: Características do aço da armadura específica de punçoamento

Varão	S_0 [mm ²]	F_{sy} [kN]	F_{su} [kN]	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_y [%]	ε_{max} [%]
Ø 4,5	15,90	10,67	11,05	543,29	562,60	0,27	2,3
Ø 6	28,27	15,21	18,58	538,01	657,25	0,27	8,7
Ø 8	50,27	26,81	32,70	533,47	650,48	0,27	7,9

3.5 Instrumentação dos Ensaios Cíclicos

De modo a serem reunidos dados para análise e caracterização de cada ensaio os modelos foram instrumentados. A instrumentação foi realizada com a ajuda de vários aparelhos de medição e de recolha de dados. Foram assim medidas cargas aplicadas, deslocamentos e inclinações dos modelos e extensões nas armaduras.

3.5.1 Cargas Aplicadas

As cargas aplicadas nos modelos foram medidas através de células de carga TML do tipo CLC-NA. Assim, para ler as cargas verticais exercidas pelos quatro macacos hidráulicos foram colocadas células de carga por cima de cada um (Figura 3.24). Já para a leitura das cargas horizontais foi colocada uma célula de carga no atuador (Figura 3.25).



Figura 3.24: Célula de carga dos macacos hidráulicos



Figura 3.25: Célula de carga do atuador

3.5.2 Deslocamentos nos Modelos

A medição dos deslocamentos verticais nos modelos foi executada ao longo de duas direções, N-S e E-O, com a ajuda de dezoito defletómetros sendo seis de fio da Measurement Specialities do tipo SP3 (D1, D2, D3, D12, D13 e D14), quatro elétricos da TML do tipo CDP-50 (D6, D7, D8 e D9) e oito elétricos da TML do tipo CDP-100 (D4, D5, D10, D11, D15, D16, D17 e D18). Estes defletómetros foram apoiados em dois tubos cruzados que por sua vez estavam apoiados no pilar metálico, mantendo assim os deslocamentos verticais sem interferência dos deslocamentos horizontais da laje. O seu posicionamento encontra-se na Figura 3.26. É de referir que os defletómetros de fio foram fixos à laje com um gancho colocado sobre o modelo, já os êmbolos dos defletómetros elétricos ficaram em contacto com placas de acrílico sobre a laje de maneira a não haver interferência da rugosidade da superfície.

Para medição do deslocamento horizontal no topo do pilar foi colocado um defletómetro de fio.

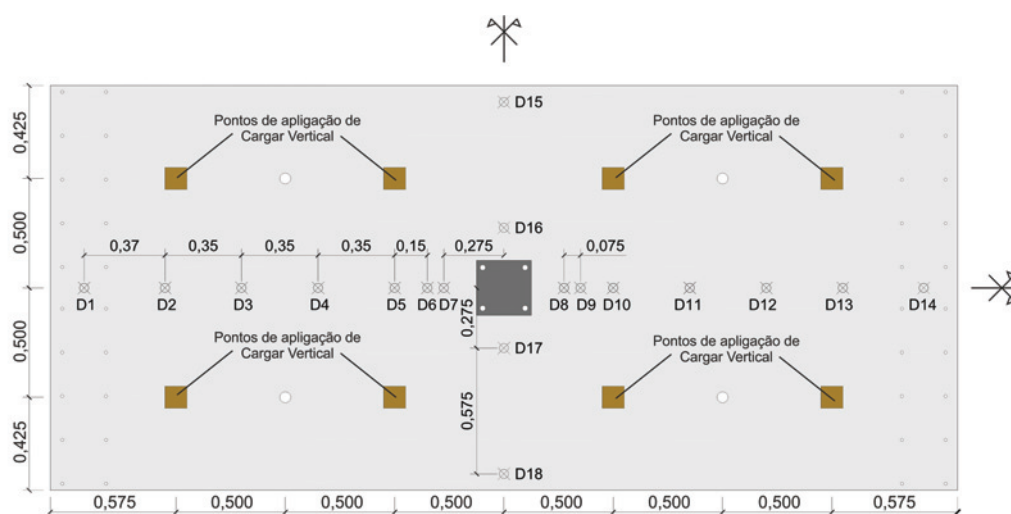


Figura 3.26: Posicionamento dos defletómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos (adaptado de [6])



Figura 3.27: Defletómetro de fio



Figura 3.28: Defletómetro elétrico

De modo a monitorizar a inclinação nos bordos da laje foram utilizados dois inclinómetros (Figura 3.29)



Figura 3.29: Inclinómetro localizado no topo Sul

3.5.3 Extensões da Armadura

No que diz respeito à medição de extensões na armadura foram utilizados extensómetros elétricos da TML do tipo FLA-5-11-5L, Figuras 3.30 e 3.31. Estes foram colados nos varões com cianoacrilato e devidamente protegidos com tinta silicone, Figura 3.32.

Na armadura longitudinal foram instrumentados quatro varões da armadura superior e dois varões da armadura inferior. Na instrumentação destes varões foram utilizados 24 extensómetros. A sua localização e identificação encontram-se nas Figuras 3.1 e 3.2.

Na armadura específica de punçoamento foram instrumentados 25 ramos de estribos, estando a sua localização e identificação apresentadas na figura 3.5.



Figura 3.30: Extensómetro elétrico

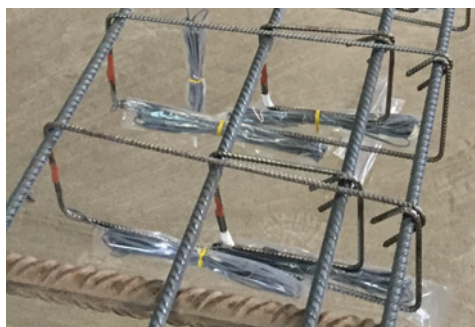


Figura 3.31: Estribos com extensómetros devidamente protegidos.

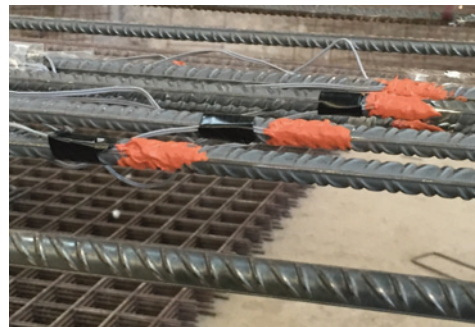


Figura 3.32: Armadura longitudinal com extensómetros devidamente protegidos.

3.5.4 Aquisição de Dados

Toda a instrumentação indicada anteriormente necessita de ser ligados a aparelhos de aquisição de dados. Foram assim utilizados sete HBM Spider 8 (Figura 4.8), dois HBM QuantumX MX840B e um HBM QuantumX MX1615B (Figura 4.9).



Figura 3.33: HBM Spider 8.



Figura 3.34: HBM QuantumX.

3.6 Procedimento de Ensaio

O procedimento utilizado para execução do ensaio foi o seguinte:

1. Elevação da laje através de uma grua e colocação da mesma sobre o sistema de ensaio.
2. Colocação de uma chapa metálica em cada bordo e colocação de 20 parafusos M12 pré-esforçados ligando a laje ao sistema de ensaio com aproximadamente 70 kN/parafuso.
3. Aplicação de força nas escoras através de dois macacos hidráulicos de modo que os bordos do sistema de ensaio fiquem com rotação zero.
4. Ligação da laje ao pilar metálico através de 4 parafuso M24, pré-esforçados com aproximadamente 240 kN/parafuso.
5. Posicionamento de 8 chapas de 200x200x25 mm³ sobre a laje de acordo com a Figura 3.26 e colocação de 4 perfis metálicos distribuídos por cada duas chapas. Sobre esses perfis metálicos são colocados macacos hidráulicos e a respectiva instrumentação.
6. Montagem dos perfis que servem de suporte aos defletômetros e dos respectivos defletômetros.
7. Ligação do atuador mecânico ao pilar metálico através de um veio metálico.
8. Início do ensaio experimental.
9. Aplicação da carga gravítica, que depois é mantida constante através da unidade de controlo de pressão hidráulica.
10. Aplicação de deslocamentos horizontais cíclicos no pilar através do atuador mecânico.
11. Ajuste da força nas escoras de modo a que os bordos do sistema de ensaio fiquem com a mesma rotação durante o ensaio.

3.7 Protocolo de Ensaio

Para execução do ensaio foram necessárias duas fases: a fase monotônica e a fase de excentricidade cíclica.

A primeira fase diz respeito à aplicação de carga gravítica que corresponde a 50% da carga de rotura prevista pelo EC2 para uma laje equivalente sem armadura específica de punçoamento, e sem coeficientes de segurança. Também não se considerou o peso próprio do modelo e do sistema de ensaio, cerca de 39,4 kN. Esta carga é aplicada a uma velocidade de 30 kN/min até atingir o valor desejado e é mantida constante ao longo do ensaio. Na Tabela 3.6 encontram-se os valores da carga de rotura prevista de cada modelo assim como a carga gravítica aplicada em cada ensaio.

Na segunda fase são aplicadas forças horizontais cíclicas que resultam num deslocamento horizontal no sentido N-S no topo do pilar. O protocolo segue o gráfico da Figura 3.35 onde se pode observar que são impostos três ciclos para cada um dos *drifts*-alvo até chegar aos 4,0% de *drift*. Para os 4,0% de *drift* são feitos dois ciclos e depois só se realiza um ciclo para cada *drift*-alvo. A velocidade de aplicação da carga é igual a 9 mm/min para *drift* até 3,0% e depois a velocidade passa para o dobro.

Tabela 3.6: Carga gravítica aplicada em cada modelo

Modelo	d [mm]	f_{cm} [MPa] ¹	V_{Rc} (EC2)[kN]	Carga gravítica [kN]
C-50	118,40	38,90	407,56	203,78
C-STR-1	117,25	44,17	419,77	209,89
C-STR-2	118,70	44,96	429,14	214,57
C-STR-3	119,33	37,68	405,69	202,84
C-STR-4	118,15	34,96	391,84	195,92

¹ Valor calculado com 0,8 f_{ccm} para efeitos da previsão da resistência ao punçoamento.

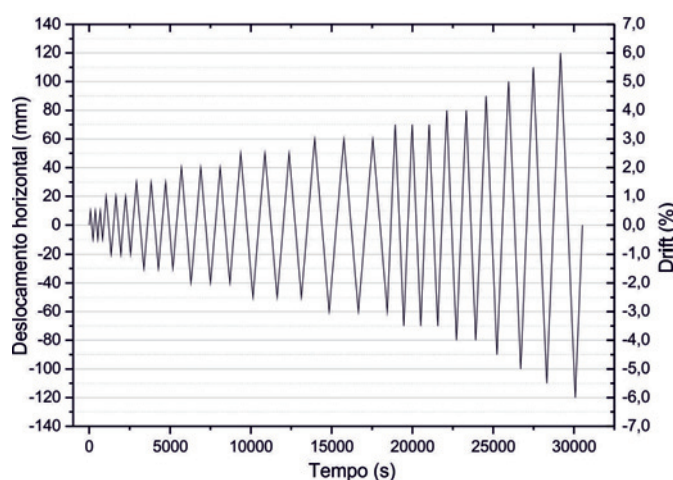


Figura 3.35: Protocolo de aplicação de carregamento horizontal cíclico [6]

Capítulo 4

Análise dos Resultados Experimentais

4.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios experimentais dos dois modelos, C-STR-3 e C-STR-4.

Deste modo, apresenta-se o seu comportamento ao longo dos ensaios de uma forma aprofundada, incluindo a força horizontal aplicada em cada ciclo de carregamento, deslocamentos, extensões tanto nas armaduras longitudinais como nas armaduras específicas de punçoamento e registos fotográficos da fendilhação e aspeto pós rotura dos modelos.

Os ensaios são também comparados com modelos ensaiados anteriormente por Almeida et al. [6] (C-50) e Alcobia [5] (C-STR-1 e C-STR-2).

Por fim faz-se uma comparação dos resultados obtidos através dos ensaios com os previstos pelos regulamentos seguintes: EC2 [48], ACI318M-14 [2] e MC2010 [21].

4.2 Comportamento Cíclico

4.2.1 Cargas de Rotura Experimentais

Os modelos C-STR3 e C-STR4 foram solicitados com uma carga gravítica correspondente a 50% da carga de rotura prevista pelo EC2 para uma laje equivalente sujeita a punçoamento centrado, sem armadura de punçoamento e sem coeficientes de segurança.

Para definir a rotura é utilizada a abordagem referida por Ramos et al. [54]. Considera-se que a rotura ocorre quando a força horizontal desce para os 80% do valor do seu pico. Já o *drift* na rotura é definido como o máximo *drift* obtido no último ciclo antes da rotura. A Figura 4.1 ilustra esta abordagem.

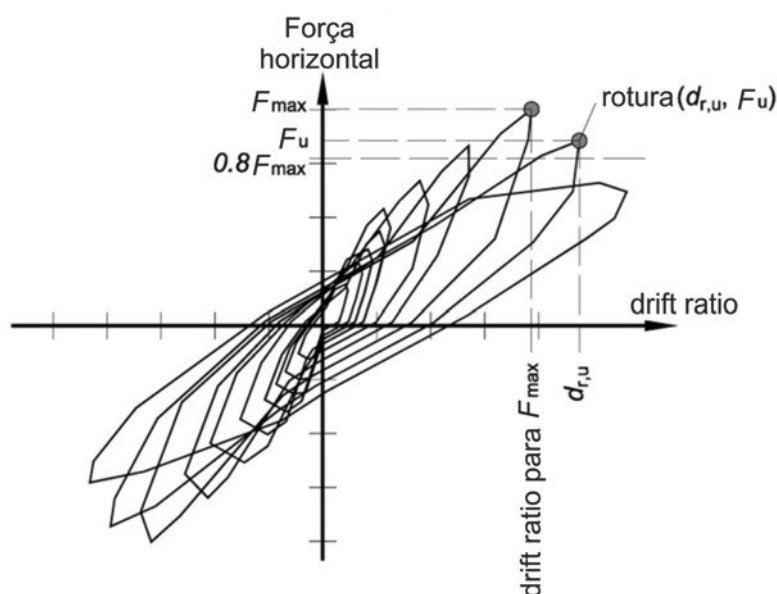


Figura 4.1: Definição de rotura num exemplo típico de desequilíbrio entre a força e o *drift* (adaptado de [54])

De modo a analisar o comportamento cíclico dos modelos ensaiados neste trabalho, podemos observar os seus diagramas histeréticos nas Figuras 4.2 e 4.3.

Começando pelo modelo C-STR-3 conseguimos observar que este atinge o pico da carga horizontal para um *drift* de 2,5% com o valor de 59,32 kN. A rotura do modelo acontece para um *drift* de 3% com força horizontal de 50,96 kN. Neste modelo também se observa um decréscimo brusco da força horizontal, no primeiro ciclo do patamar, mas para os 3,5% de *drift*, onde se verifica a rotura por punçoamento.

Analisando o modelo C-STR-4 podemos constatar que a força máxima horizontal acontece para um *drift* de 2,5% para um carga de 58,36 kN. Deste modo a rotura do modelo acontece aos 4% de *drift* para uma força horizontal de 48,60 kN. Ao contrário dos outros modelos este não chega a ter uma descida de força horizontal brusca sendo esta descida suave, indicando que a rotura se deu por punçoamento condicionado pela capacidade resistente à flexão.

Na Tabela 4.1 é apresentado um resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respetivos *drifts*.

É também interessante assinalar que para os dois modelos, a partir do patamar de *drift* 2%, a força horizontal máxima atingida em cada patamar de *drift* estabiliza até estes chegarem à rotura. Este fenómeno acontece devido à semelhança dos valores do momento atuante e do momento resistente no meio do modelo, neste momento do ensaio.

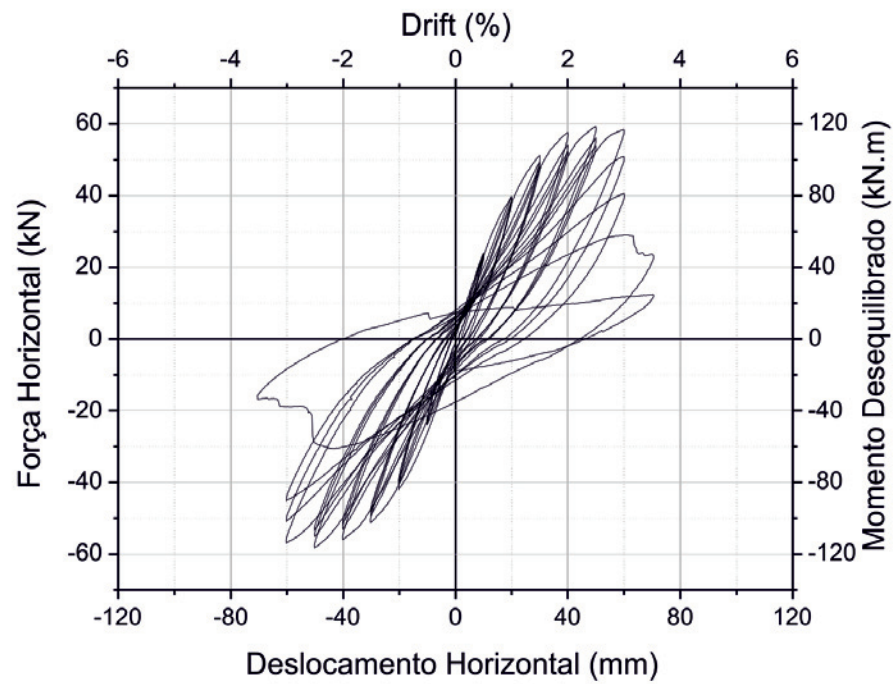


Figura 4.2: Diagrama histerético do modelo C-STR-3

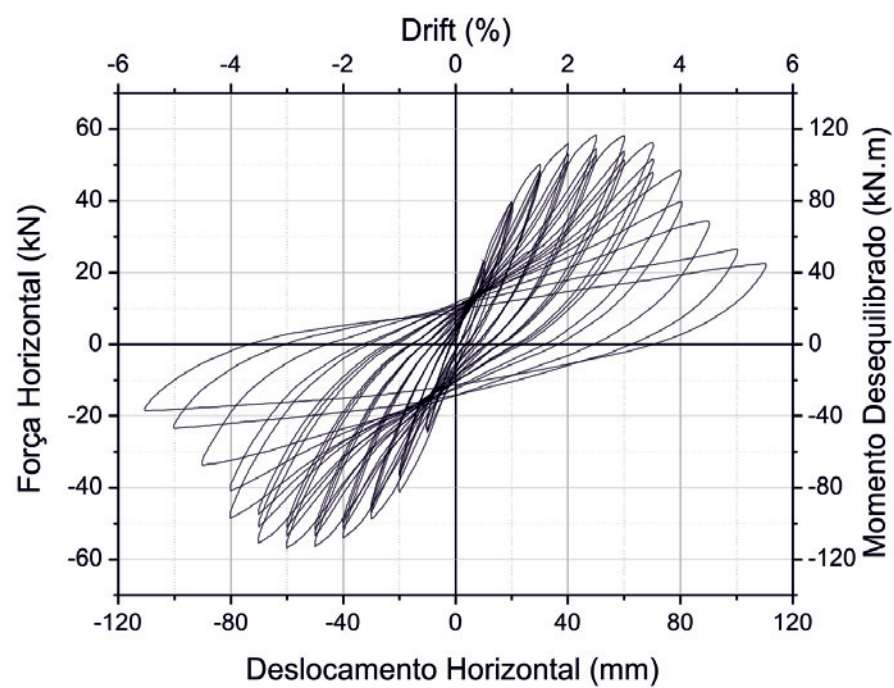


Figura 4.3: Diagrama histerético do modelo C-STR-4

Tabela 4.1: resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respectivos *drifts*

Modelo	$F_{H,max}$ [kN]	$drift_{F_{H,max}}$ [%]-Ciclo	F_u [kN]	$drift_u$ [%]-Ciclo
C-STR-3	59,32	2,5-1 ^o	50,96	3,0-2 ^o
C-STR-4	58,36	2,5-1 ^o	48,60	4,0-1 ^o

onde,

$F_{H,max}$ é a força horizontal máxima no topo do pilar;

$drift_{F_{H,max}}$ é o *drift* correspondente à força horizontal máxima no topo do pilar;

F_u é a força horizontal no topo do pilar quando ocorre a rotura da laje;

$drift_u$ é o *drift* correspondente à força horizontal no topo do pilar quando ocorre a rotura da laje.

4.2.2 Coeficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é um parâmetro que está diretamente ligado à quantidade de energia dissipada pelo modelo em cada ciclo e conseqüentemente ao dano sofrido, como anteriormente exposto. Olhando para os gráficos histeréticos, podemos observar que a área de cada ciclo é reduzida, o que resulta numa baixa dissipação de energia dos modelos, aumentando apenas quando ocorre rotura na laje.

Este facto pode ser verificado nos gráficos das Figuras 4.4 e 4.5 onde é apresentado o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para cada patamar de *drift* de cada modelo.

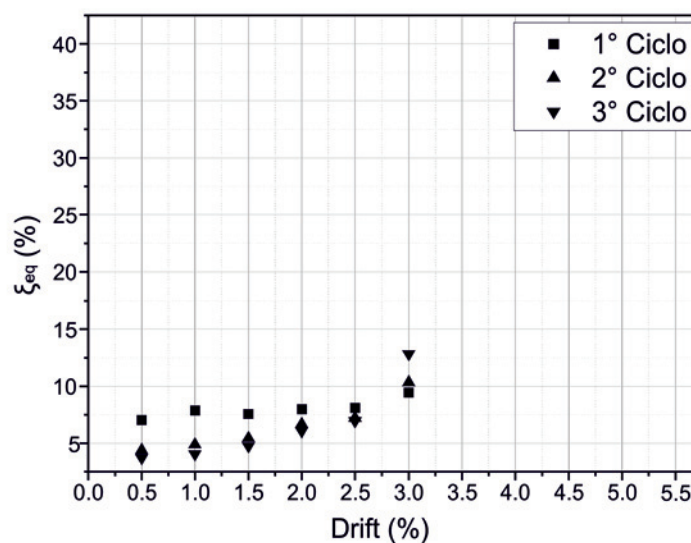


Figura 4.4: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente - C-STR-3

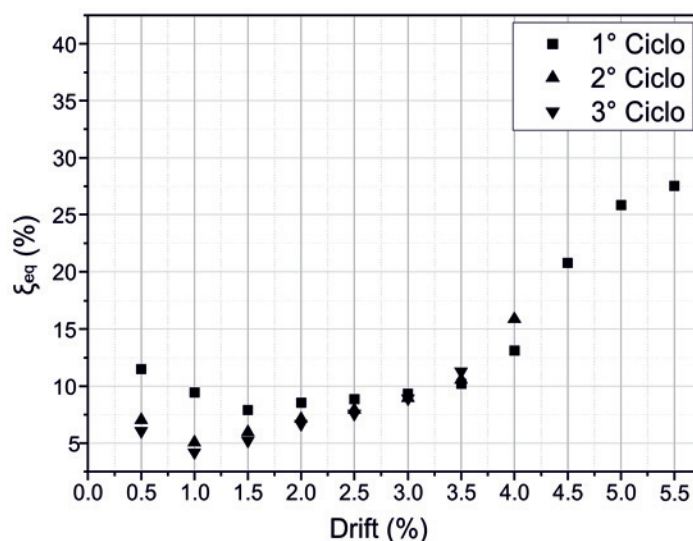


Figura 4.5: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente - C-STR-4

Depois de visualizar estes gráficos podemos afirmar que o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente assume valores inferiores a 10% antes da rotura ocorrer indicando um comportamento elástico não linear, o que corresponde a uma baixa dissipação de energia de dissipação de acordo com Hose e Seiblen[57]. Apenas o modelo C-STR-4 apresenta um ξ_{eq} acima dos 10% no primeiro patamar de *drift*, o que indica que tem mais dissipação de energia no início que os outros modelos.

Podemos observar que o primeiro ciclo é sempre o maior causador de dano, uma vez que existe maior dissipação de energia, diminuindo nos ciclos seguintes. Outro facto interessante é o aumento do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente do segundo e terceiro ciclos ao longo dos patamares de *drift*, atingindo um valor próximo ao do primeiro ciclo no patamar de *drift* 2,5%, quando é formado o tal patamar de força horizontal alcançada a cada patamar de *drift* constante, observado no diagrama histerético.

Quando a rotura ocorre, o dano causado e consequentemente a energia dissipada são maiores, resultando numa subida repentina do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente. O modelo C-STR-4 por ter tido uma rotura por punçoamento condicionada à flexão teve uma rotura, considerada mais dúctil tendo um aumento significativo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente nos últimos patamares de *drifts* ao contrário do modelo C-STR-3.

4.3 Deformadas dos modelos

Com os defletómetros foram medidos deslocamentos verticais em vários pontos da laje, tanto no sentido N-S como no sentido E-O. A partir destes deslocamentos

verticais foi possível criar gráficos com as deformadas dos modelos ensaiados ao longo de cada patamar de *drift*, Figuras 4.11 e 4.16.

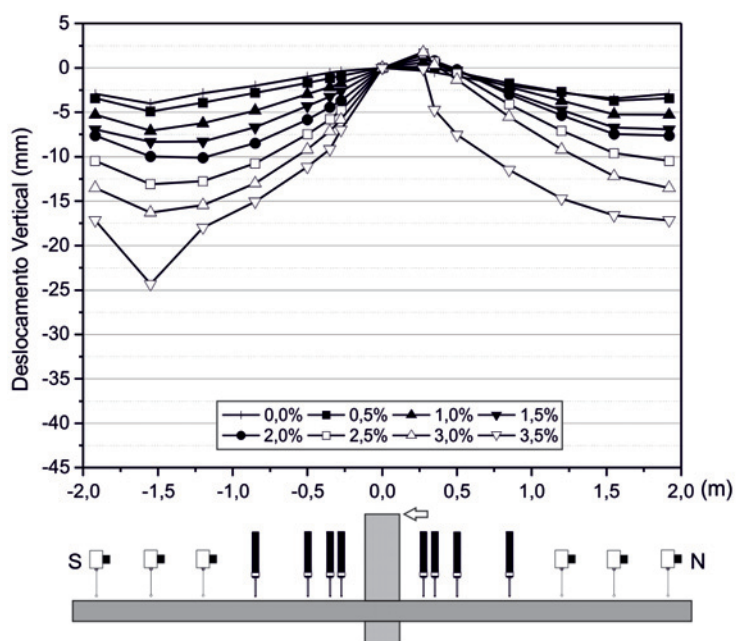


Figura 4.6: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-3

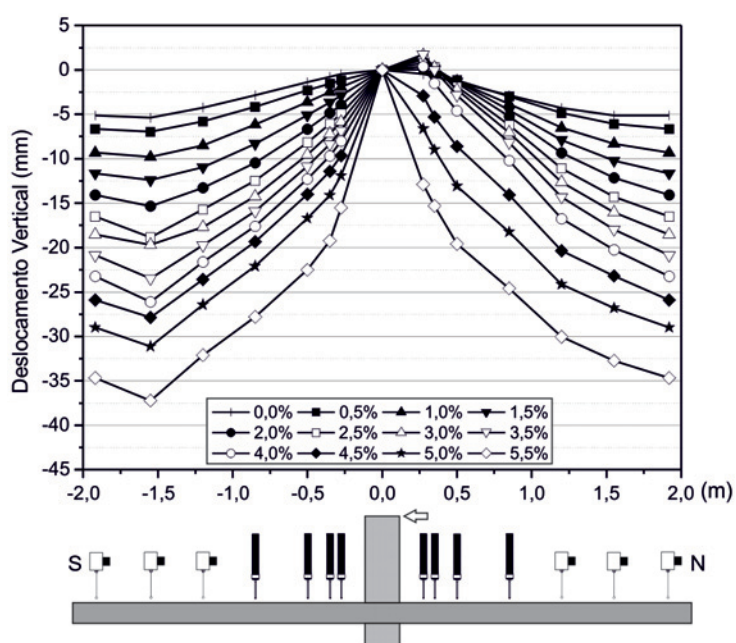


Figura 4.7: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-4

Os gráficos das deformadas permitem observar que, além da deformação da laje causada pela carga gravítica, a aplicação de força horizontal ao longo do ensaio aumenta também os deslocamentos verticais em todo o modelo. Este aumento de deslocamento verifica-se devido à perda gradual de rigidez ao longo do ensaio.

Comparando as deformadas dos modelo C-STR-3 com C-STR-4 pode-se reparar que os deslocamentos verticais são maiores na segunda laje. Também se consegue observar que a aplicação de força nas escoras na laje C-STR-4 tem menos efeito, verificando-se assim uma inclinação do bordo no topo Norte da laje.

No que diz respeito às deformadas no sentido E-O também se pode observar que há um aumento de deslocamentos verticais ao longo de cada patamar de *drift*. No entanto é menos significativo do que o aumento verificado na direção N-S.

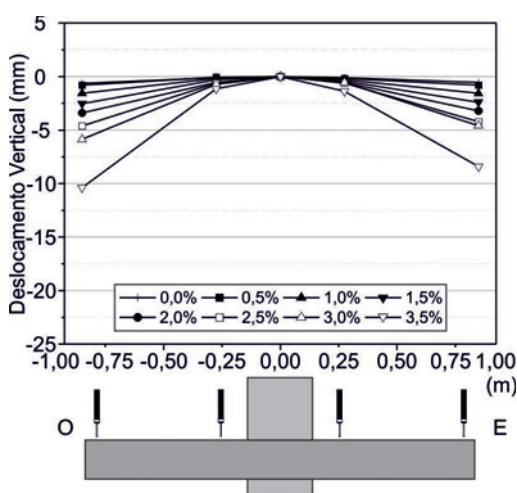


Figura 4.8: Deformada no sentido E-O para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-3

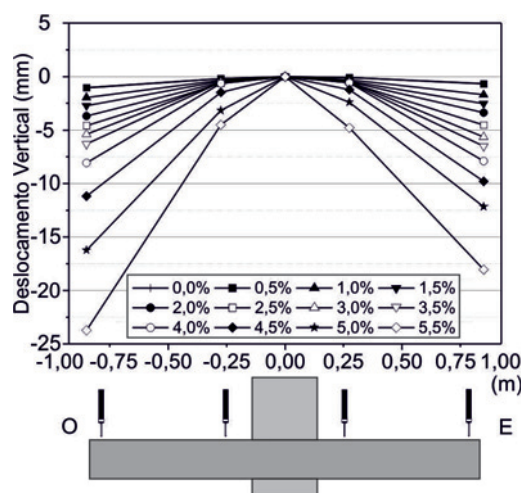


Figura 4.9: Deformada no sentido E-O para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-4

4.4 Momento Positivo e Força Aplicada nas Escoras

A força nas escoras foi sendo ajustada ao longo do ensaio de modo a manter constante a inclinação inicial dos bordos nos topos, podendo-se assim calcular o momento positivo nos topos Sul e Norte da laje. Pode-se assim observar o momento positivo e a força aplicada nas escoras em ambos os modelos no gráfico da Figura 4.10, ao longo do ensaio.

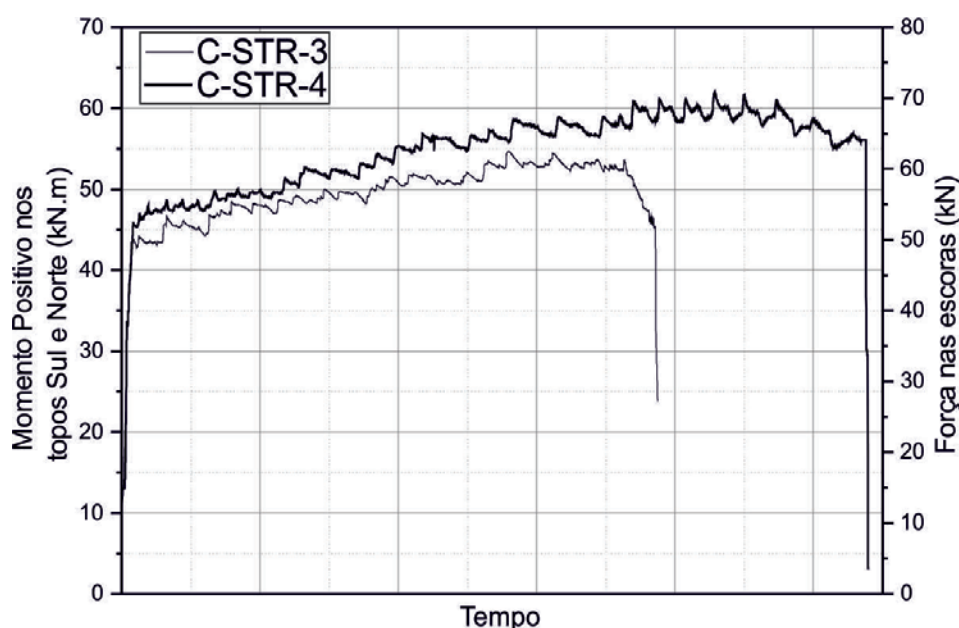


Figura 4.10: Momento positivo e força aplicada nas duas escoras ao longo do ensaio para os modelos C-STR-3 e C-STR4

Devido ao peso próprio da laje e do sistema de ensaio é aplicada força nas escoras antes de iniciar o ensaio, começando assim o modelo C-STR-3 com 11,55 kN nas escoras e o modelo C-STR-4 com 14,69 kN. Ao longo do ensaio pode-se constatar que o modelo C-STR-4 apresenta o momento positivo maior que o modelo C-STR-3.

4.5 Extensões na Armadura Longitudinal

Como indicado anteriormente foram colocados extensômetros nalguns varões longitudinais tanto superiores como inferiores de acordo com as Figuras 3.1 e 3.2. De seguida vão ser apresentadas as extensões medidas nesses varões em forma de gráficos para cada modelo.

4.5.1 C-STR-3

Armadura Longitudinal Superior

Para o modelo C-STR-3 a Figura 4.11 inclui gráficos da evolução da extensão da armadura longitudinal superior ao longo do ensaio e de cada patamar de *drift*.

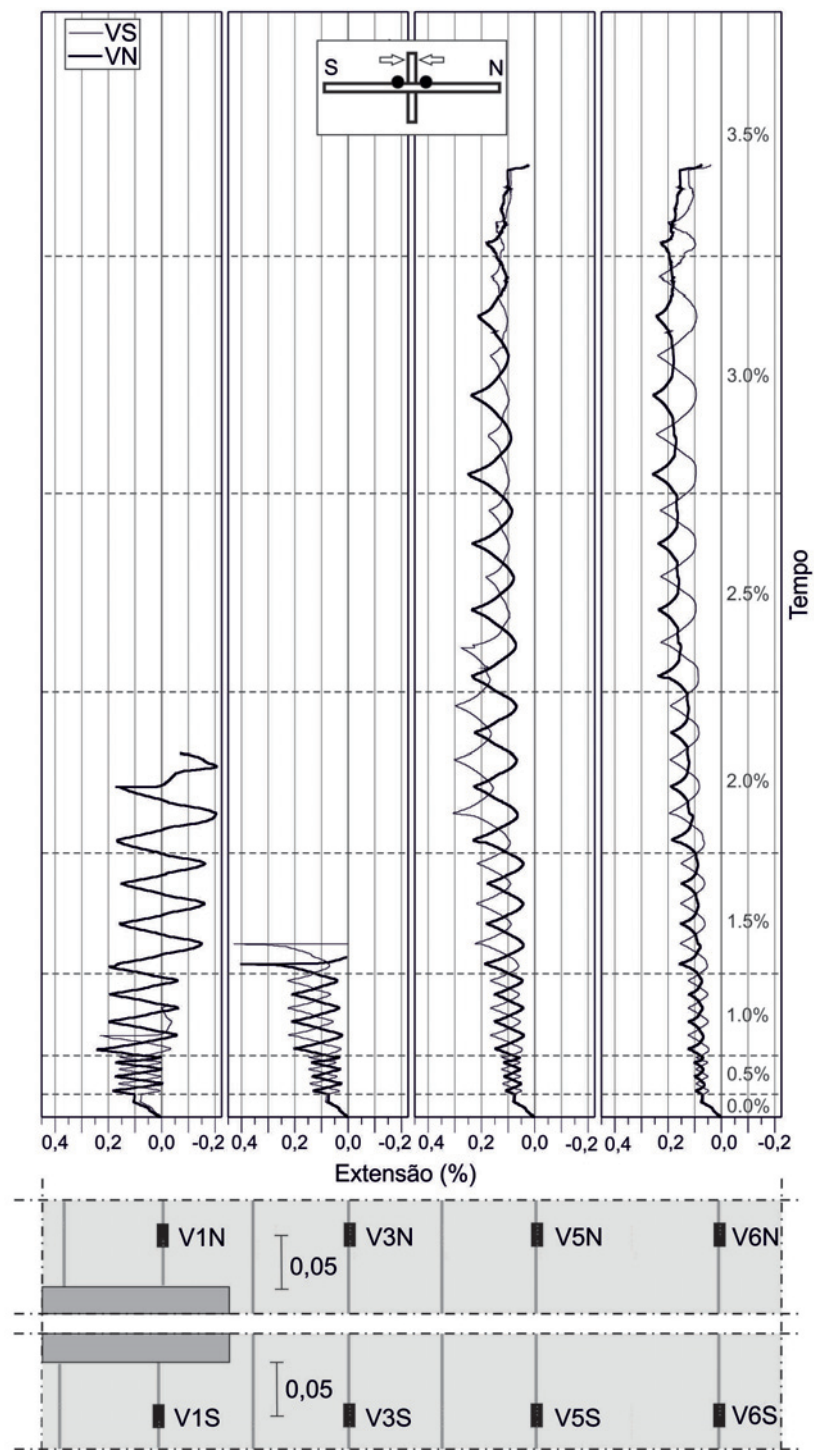


Figura 4.11: Extensões na armadura longitudinal superior - Modelo C-STR-3

Antes de analisar os gráficos das extensões nos varões é importante assinalar que devido à fragilidade dos extensómetros, estes vão deixando de dar informação ao longo do ensaio como aconteceu com os V1N, V1S, V3N e V3S.

Após observar os gráficos podemos reparar que após a aplicação do carregamento gravítico no modelo as extensões do varão lidos no lado sul e norte do pilar se apresentam semelhantes, como seria de esperar. Também é possível observar que após o início da aplicação de força horizontal no topo do pilar, ocorrer uma espécie de alternância entre as extensões dos dois lados opostos do pilar, isto é quando um dos lados atinge a máxima extensão o outro atinge a mínima. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto da aplicação de força horizontal causar uma diminuição do momento fletor negativo no lado para onde a força horizontal esta a ser aplicada e consequentemente um aumento do momento fletor no lado oposto. Por vezes, a diminuição da extensão dos varões é tão elevada que leva a uma inversão de sinal da extensão passando assim o varão a estar comprimido, como é o caso do varão V1N.

No que diz respeito à cedência de varões, observa-se que o V3 atingiu a cedência no lado Norte e Sul para os 1,5 % de *drift* e o V5 atingiu a cedência no lado sul para o *drift* de 2,0 %.

A partir dos gráficos das Figuras 4.12 e 4.13, é facilmente perceptível que quando se aplica força horizontal no topo do pilar na direção N-S, que as extensões no lado norte do pilar aumentam e no lado sul diminuem acontecendo o oposto quando se aplica a força horizontal no sentido S-N. Também é de assinalar que se consegue observar um aumento, de modo geral, da extensão para cada patamar de *drift*.

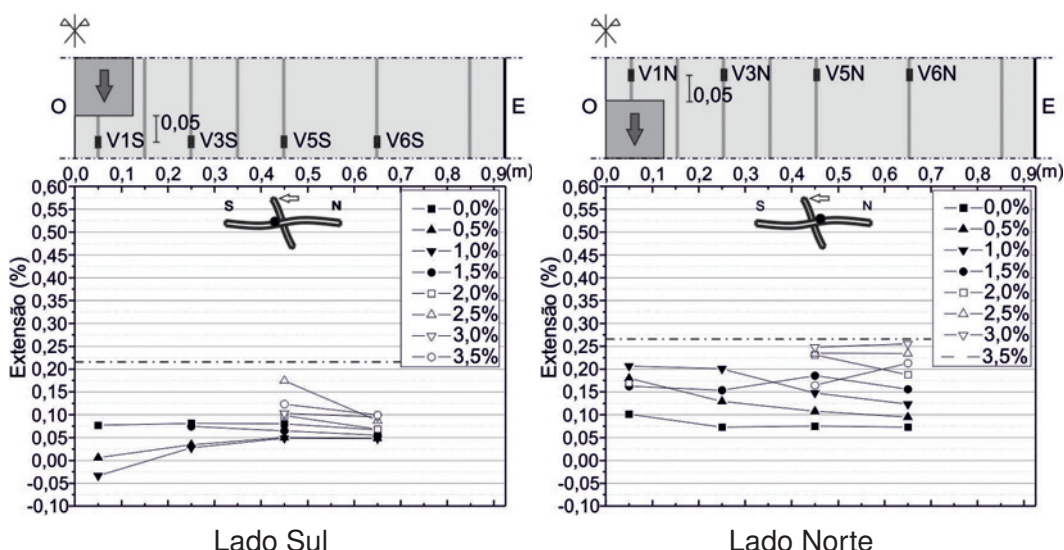


Figura 4.12: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido N-S - Modelo C-STR-3

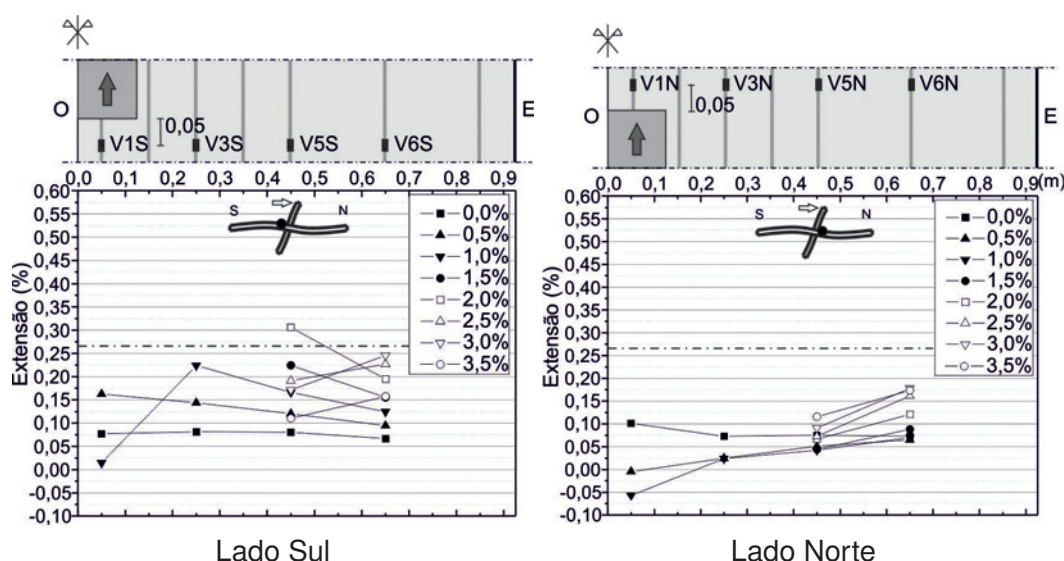


Figura 4.13: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido S-N - Modelo C-STR-3

Armadura Longitudinal Inferior

No que diz respeito às extensões na armadura longitudinal inferior podemos observar o comportamento de dois varões junto ao pilar e junto ao bordo sul do modelo, ao longo de todo o ensaio na Figura 4.14.

Observando o gráfico pode-se reparar que os varões junto ao pilar têm um comportamento de compressão no início do ensaio onde é aplicada apenas carga gravítica. Já na zona junto ao bordo da laje o varão IV1 não deu informação e IV3 está em tração aquando da aplicação da carga gravítica, observando-se uma aumento ligeiro com a aplicação da ação horizontal.

O varão IV1 no local junto ao pilar chega à cedência nos 2,5% de *drift* e começa a ser comprimido quando a força horizontal é aplicada no sentido oposto a localização do extensómetro no pilar. Este extensómetro deixa de funcionar aos 3% de *drift*.

Nos gráficos da Figura 4.15 consegue-se observar a evolução das extensões ao longo de cada patamar de *drift* apoiando assim o já descrito anteriormente, como por exemplo o facto de que quando se carrega horizontalmente para Sul se verifica um aumento da extensão até chegar à cedência e entrando em compressão quando é aplicada força horizontal para norte.

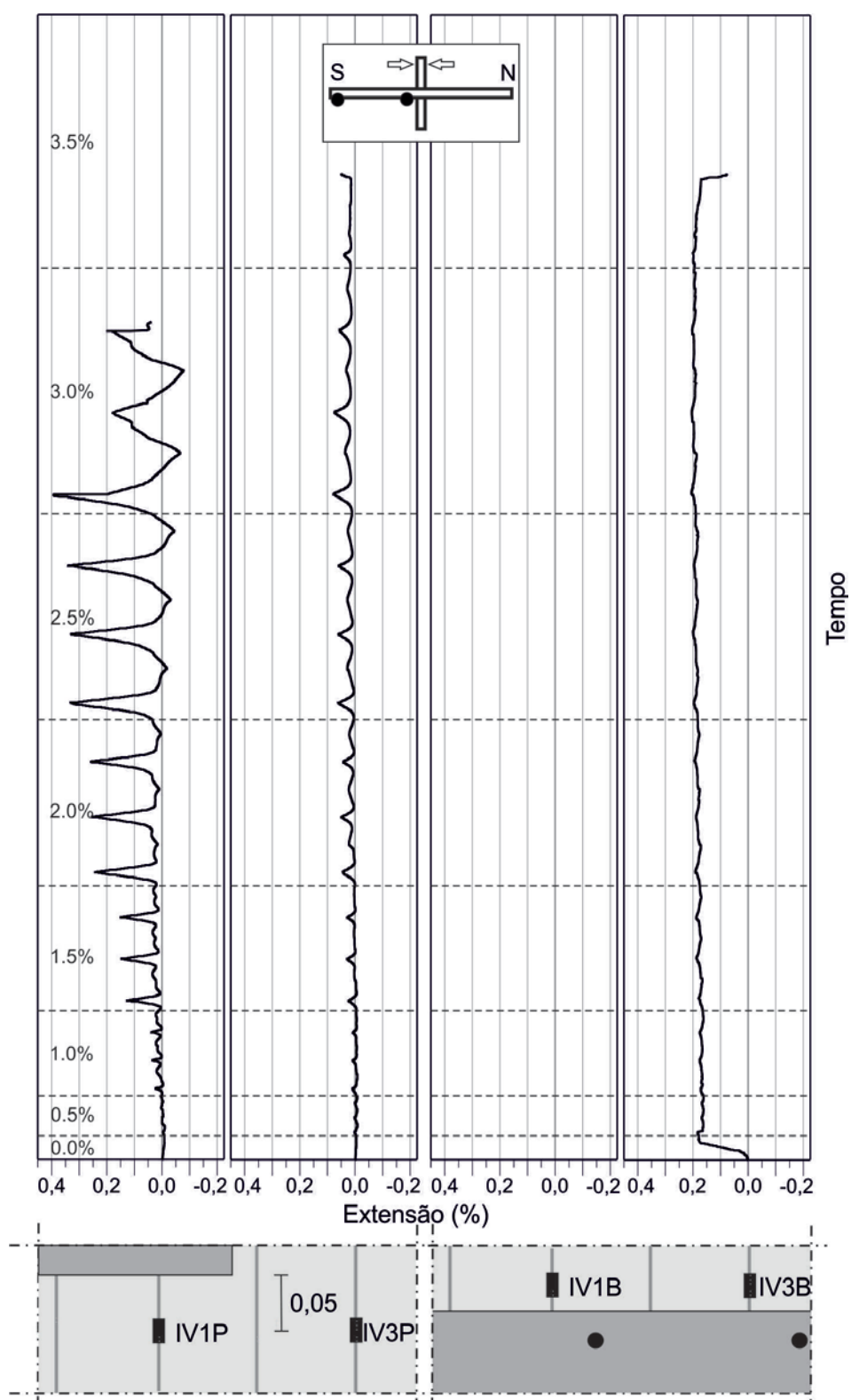


Figura 4.14: Extensões na armadura longitudinal inferior - Modelo C-STR-3

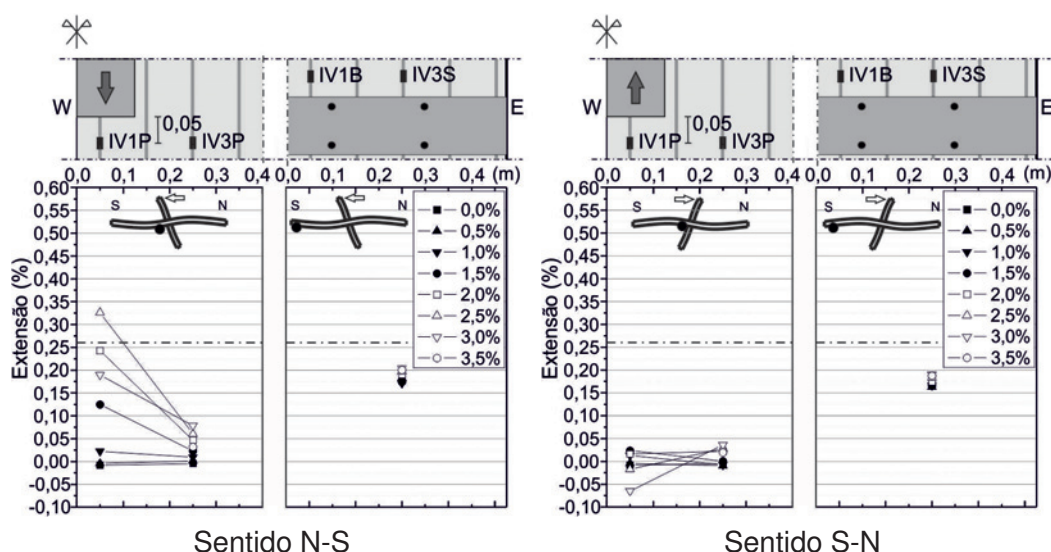


Figura 4.15: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-3

4.5.2 C-STR-4

Armadura Longitudinal Superior

Para o ensaio do modelo C-STR-4 os gráficos que apresentam a extensão nos varões da armadura longitudinal superior ao longo do ensaio e dos patamar de *drift* encontram-se na Figura 4.16.

No ensaio do segundo modelo obteve-se menos informação sobre as extensões da armadura longitudinal superior, uma vez que maior parte dos extensómetros avariaram.

Apesar deste ponto negativo consegue-se observar que no início do ensaio, aquando da aplicação de carga gravítica, o comportamento das extensões é de modo geral semelhante ao primeiro ensaio. Também se pode dizer que se observa a alternância de extensões entre os extensómetros colocados nos lados opostos do pilar, tal como aconteceu no modelo C-STR-4.

Quanto à cedência dos varões podemos observar que o varão 1 entra em cedência no lado sul e norte junto ao pilar para 0,5% e 1% de *drift*, respetivamente. Já o varão 3 chega à cedência no lado sul para 1,5% de *drift*. Este fato reforça assim a ideia que os varões mais próximos do pilar têm mais tendência para chegar à cedência mais rapidamente.

Para apoiar o que foi analisado anteriormente são apresentados os gráficos da evolução da extensão dos varões da armadura longitudinal do primeiro ciclo de cada patamar de *drift* nas Figuras 4.17 e 4.18.

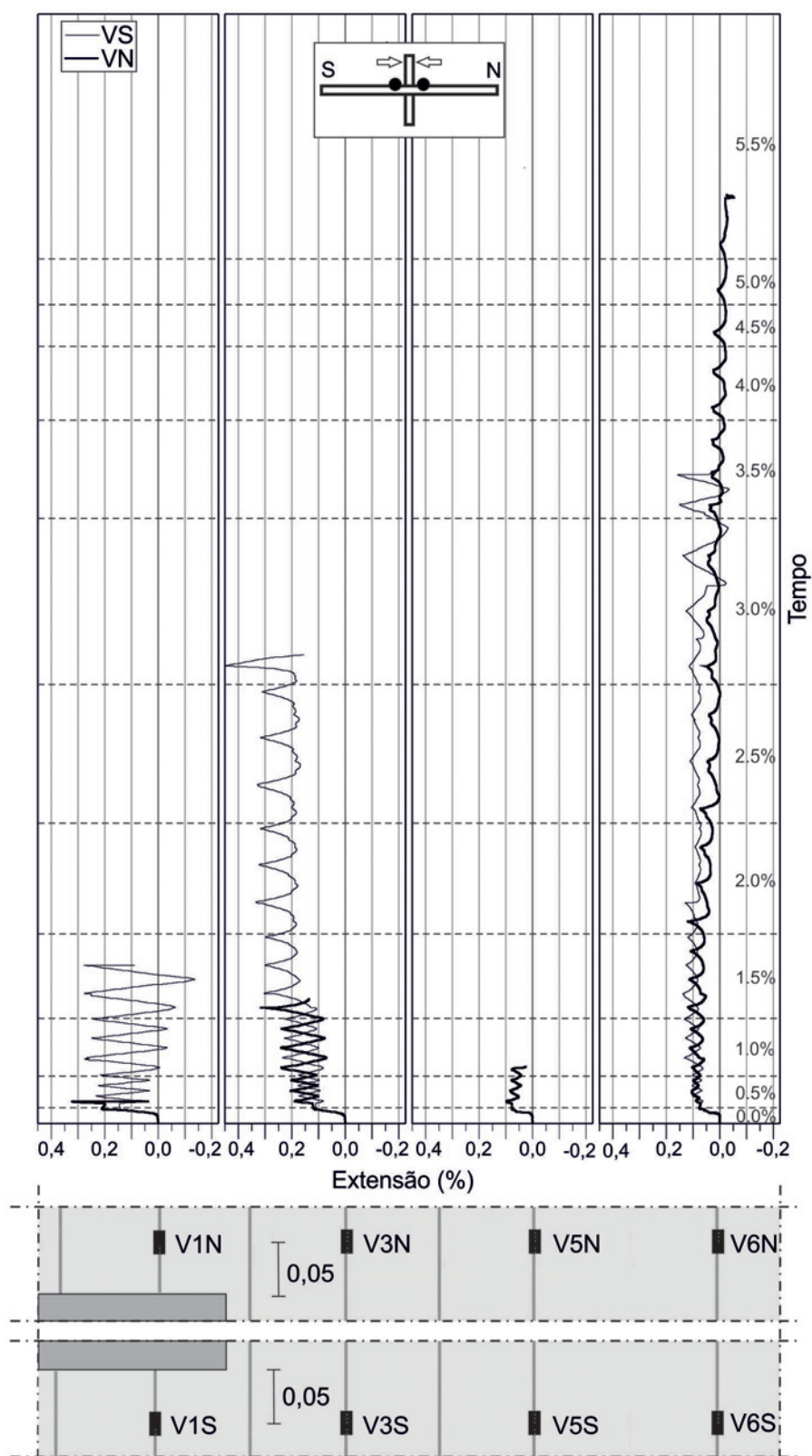


Figura 4.16: Extensões na armadura longitudinal superior - Modelo C-STR-4

Consegue-se assim observar de novo que quando se aplica força horizontal no topo do pilar na direção N-S, as extensões no lado norte do pilar aumentam e no lado sul diminuem acontecendo o oposto quando se aplica a força horizontal no sentido S-N.

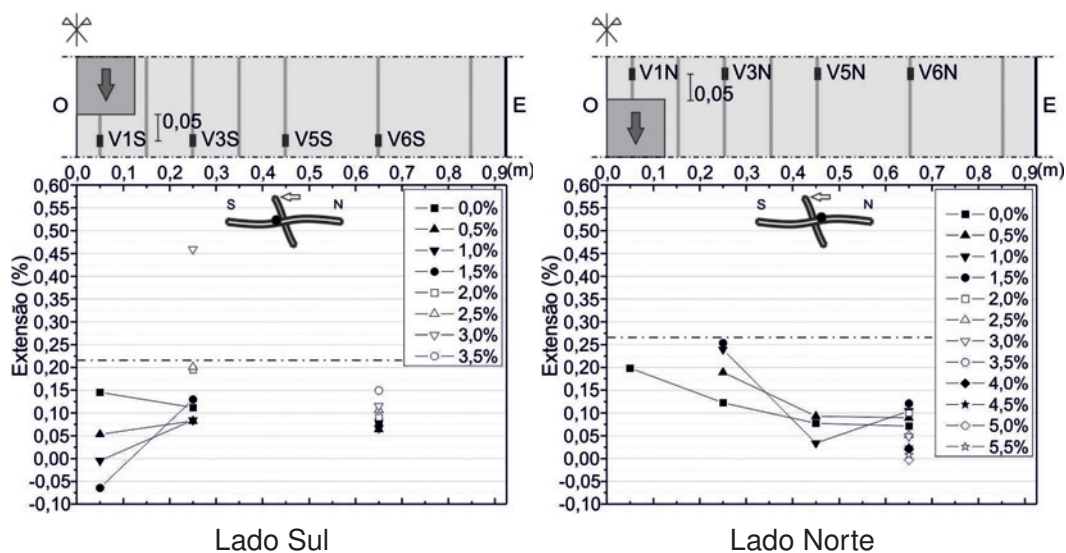


Figura 4.17: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido N-S - Modelo C-STR-4.

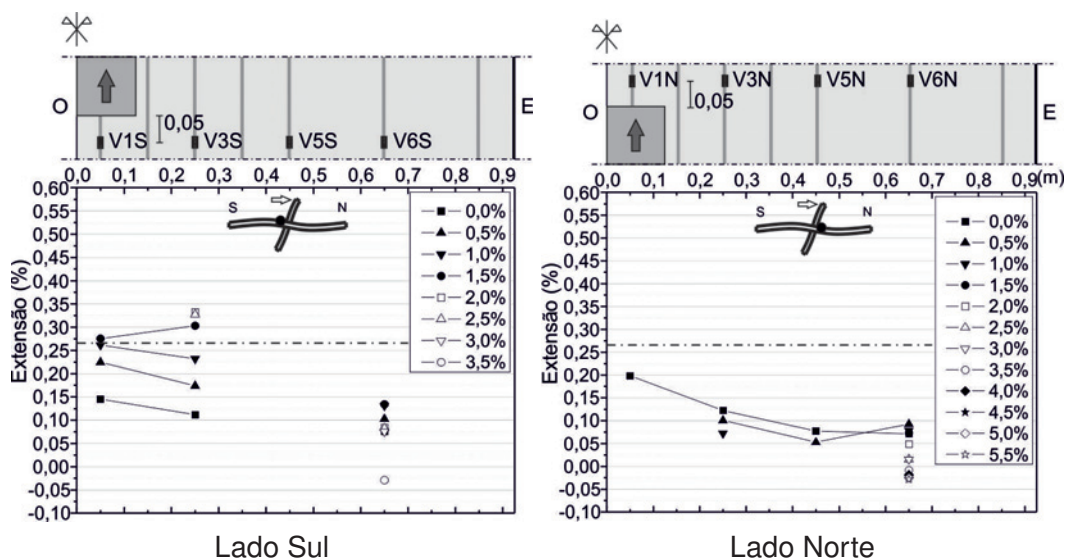


Figura 4.18: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido S-N - Modelo C-STR-4.

Armadura Longitudinal Inferior

Na Figura 4.19 pode ser observado o comportamento das extensões de dois varões junto ao pilar e junto ao bordo sul do modelo na armadura longitudinal

inferior, ao longo de todo o ensaio.

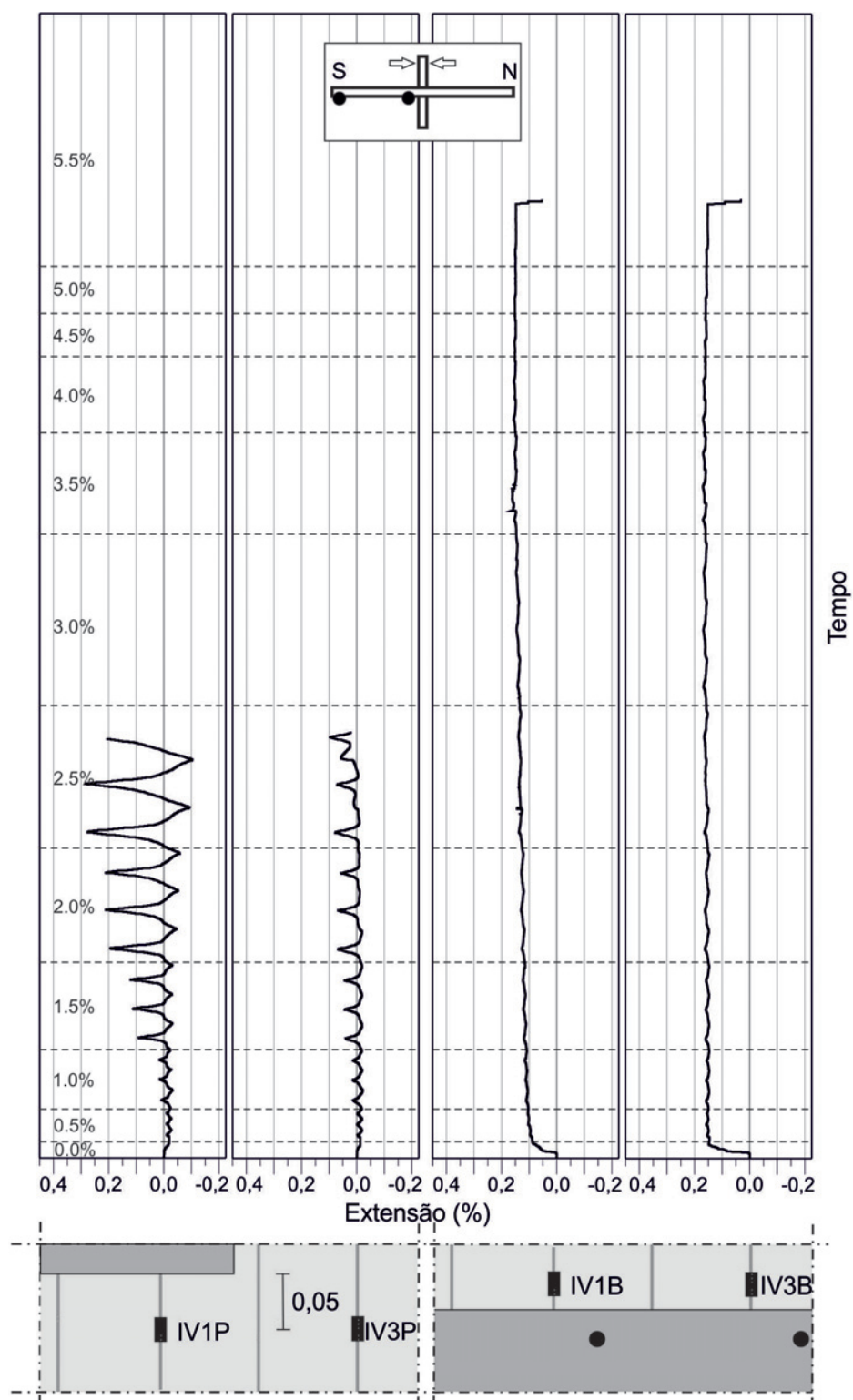


Figura 4.19: Extensões na armadura longitudinal inferior - Modelo C-STR-4

Após observar os gráficos pode-se assinalar que este modelo teve um comportamento semelhante ao anterior com um comportamento de compressão nos varões junto ao pilar no início do ensaio aquando da aplicação carga gravítica. O comportamento também é similar junto ao bordo da laje havendo um aumento e depois uma estabilização da extensão.

O varão IV1 no local junto ao pilar chega muito próximo da cedência nos 2,5% de *drift*, deixando o extensómetro aí colocado de funcionar também neste patamar, ficando-se sem saber se realmente chegou a ceder. Este varão começa a ser comprimido quando a força horizontal é aplicada no sentido oposto a localização do extensómetro no pilar. Para o varão IV3 as extensões junto ao pilar são menores do que as do IV1 mostrando assim que quando mais perto o varão se encontra do pilar mais alto é o valor da extensão.

Nos gráficos da Figura 4.20 consegue-se observar a evolução das extensões ao longo de cada patamar de *drift* ajudando a perceber melhor o comportamento de cada varão.

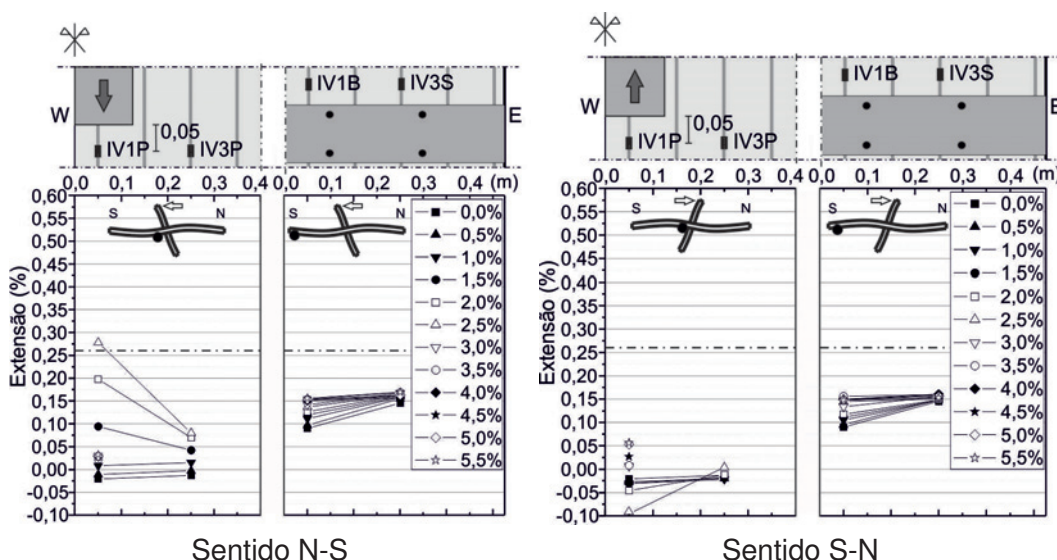


Figura 4.20: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-4

4.6 Extensões na Armadura Específica de Punçoamento

De seguida serão apresentadas e analisadas as extensões obtidas na armadura específica de punçoamento (estribos) dos dois modelos ensaiados neste trabalho. Como referido anteriormente, a localização do estribos instrumentados encontra-se no Capítulo 3 na Figura 3.5.

4.6.1 C-STR-3

Os gráficos das Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 mostram a evolução das extensões nos ramos de estribos instrumentados ao longo do ensaio. Para complementar os gráficos anteriores, as Figuras 4.24 e 4.25 apresentam as extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* nos ramos instrumentados.

Pode-se observar que as extensões apresentam uma espécie de alternância que coincide com a variação de carregamento horizontal. Este fenómeno acontece pois a extensão nos ramos dos estribos varia com as tensões de corte, que são alteradas pela excentricidade causada pela aplicação de força horizontal.

Ao longo do ensaio observa-se que os ramos de estribos que se encontram mais próximos do pilar (S5, S10, N5, N4, N9, N10 e E1) apresentam grandes extensões. Este facto acontece devido à maior formação de fendas de corte junto ao pilar que atravessam as primeiras camadas de estribos. No que diz respeito ao ramo S5 apresenta valores de extensão indiciadores da existência de compressão para 3,0% de *drift*.

Também é necessário indicar que quando o carregamento é feito no sentido N-S os ramos de estribo com maior extensão encontram-se no lado norte e vice-versa.

É importante assinalar que no lado sul do pilar os ramos da terceira camada a contar do pilar (S3 e S8) terem tido maiores extensões que os ramos da segunda e da quarta camadas e, que no lado norte o mesmo se passou mas com os ramos da quarta camada (N2 e N7). Esta diferença indica que estes ramos foram mobilizados tendo havido a formação de uma fenda que foi controlada à custa da força exercida pelos estribos.

Após esta análise podemos afirmar que os valores das extensões registadas na armadura de punçoamento estão relacionados ao local de passagem das fendas de corte.

No que diz respeito à cedência dos estribos, foi registada no ramo N10 durante os 2,0% de *drift*, no ramo E1 durante os 2,5% de *drift* e nos ramos N5, E2 e E3 durante os 3,0% de *drift*.

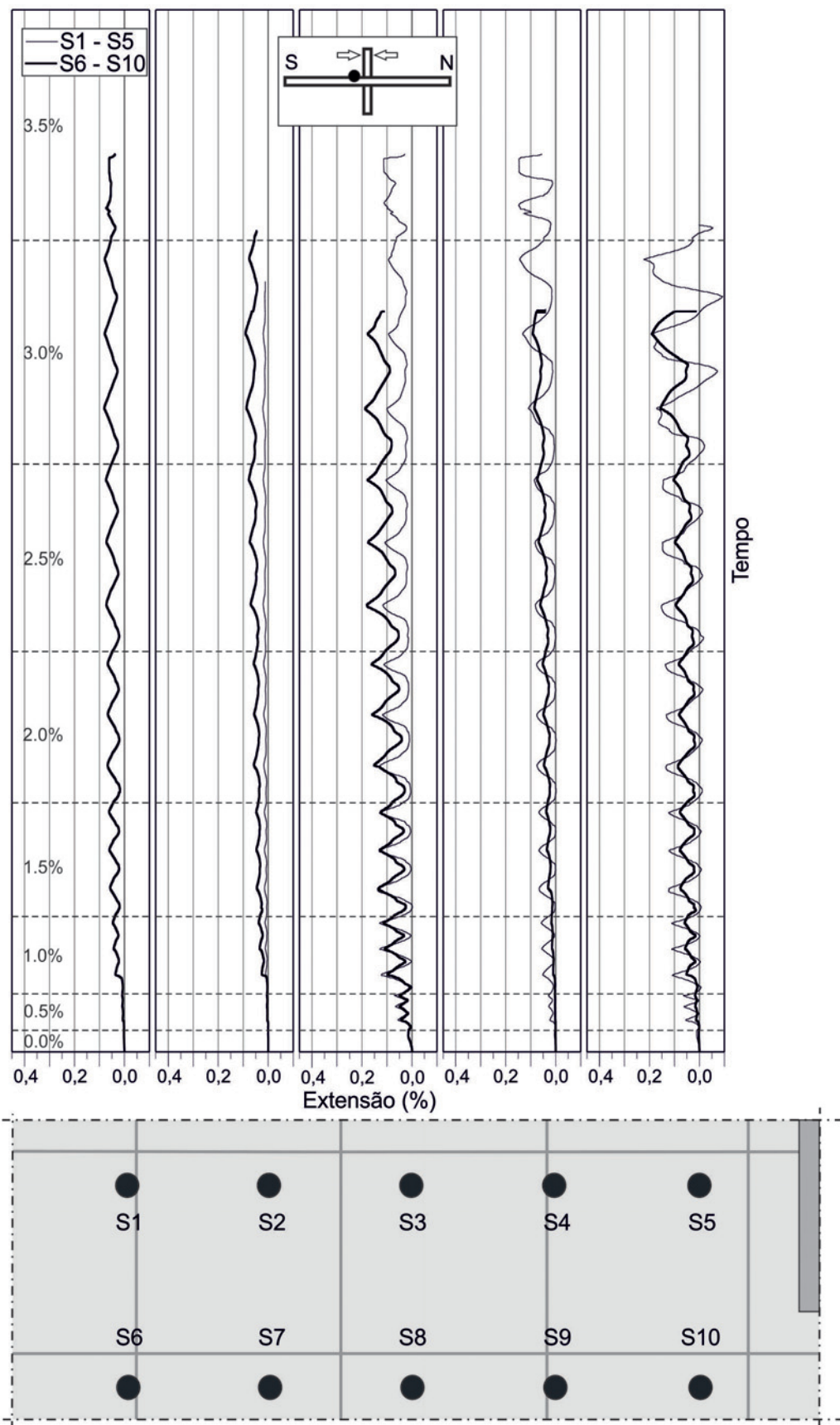


Figura 4.21: Extensões na armadura específica de punçoamento a Sul do Pilar - Modelo C-STR-3.

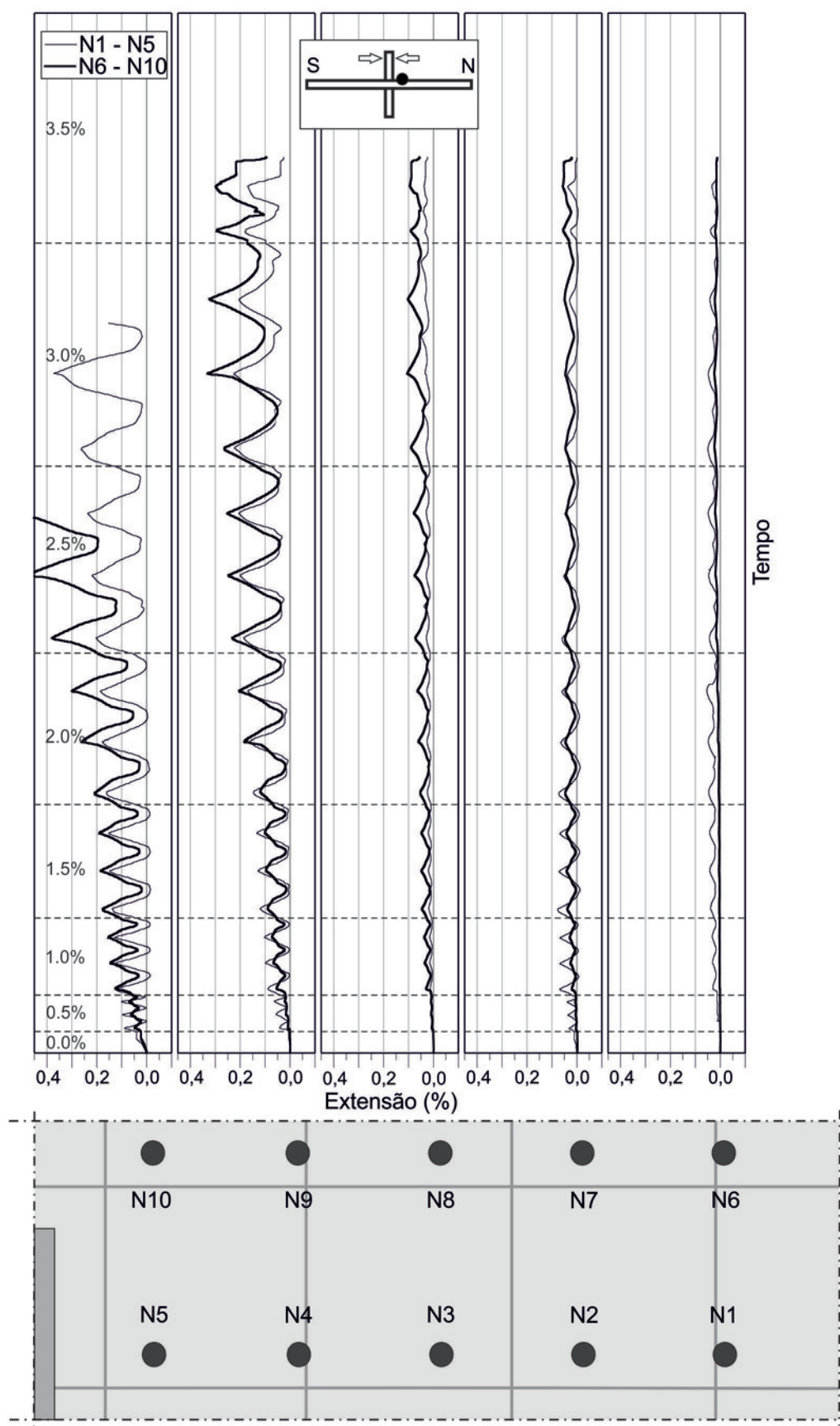


Figura 4.22: Extensões na armadura específica de punçoamento a Norte do Pilar - Modelo C-STR-3.

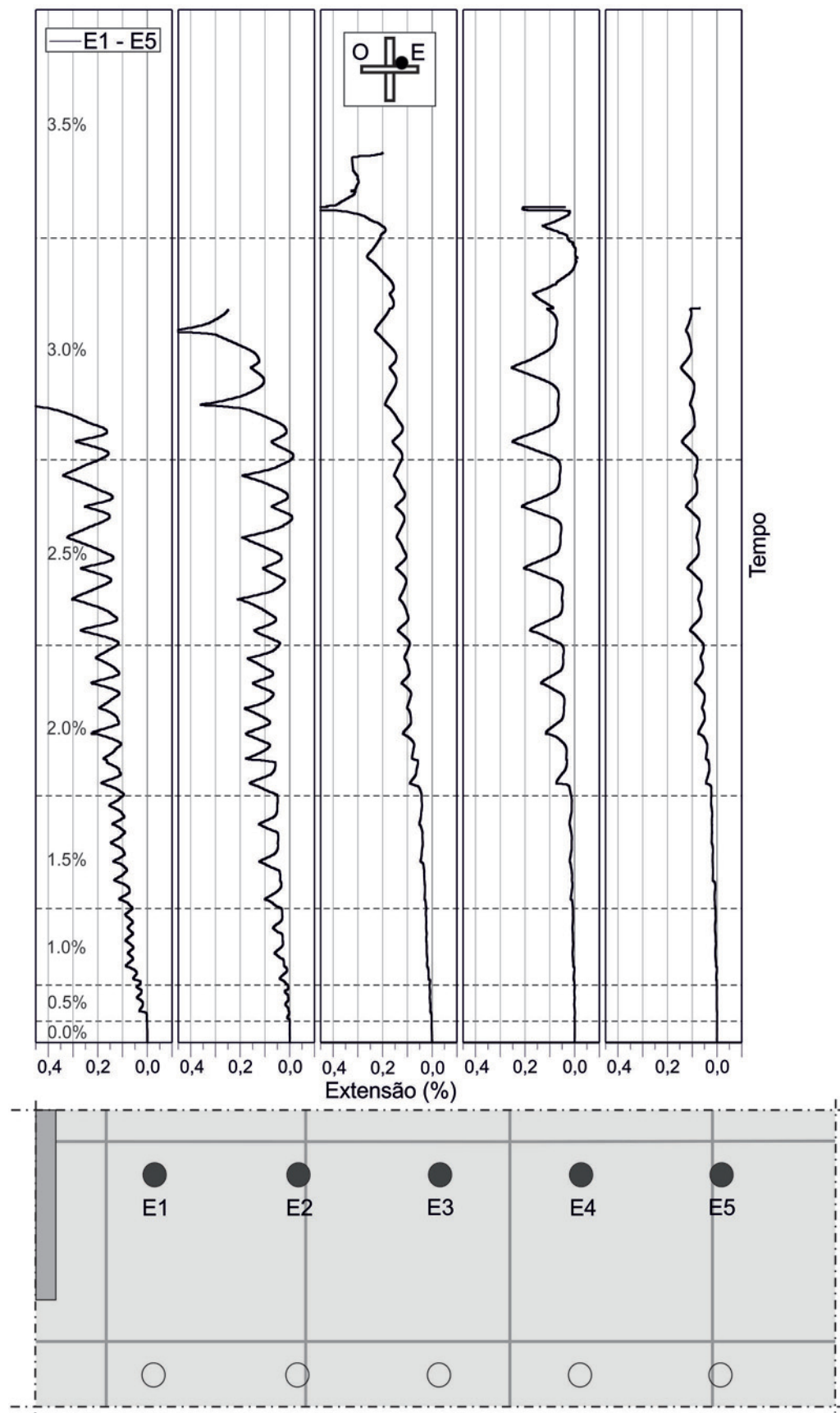


Figura 4.23: Extensões na armadura específica de punçoamento a Este do Pilar - Modelo C-STR-3.

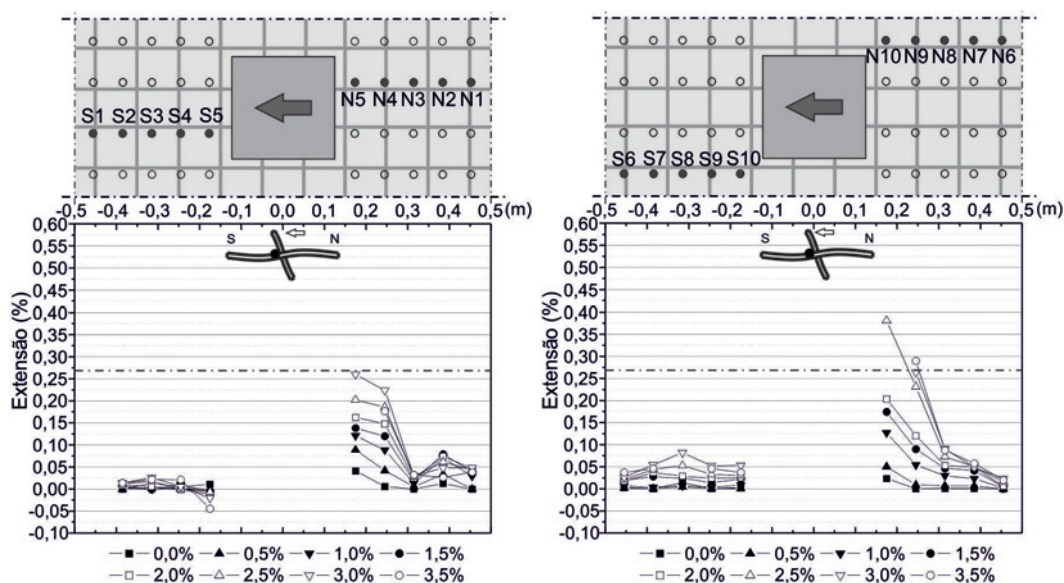


Figura 4.24: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido N-S - Modelo C-STR-3.

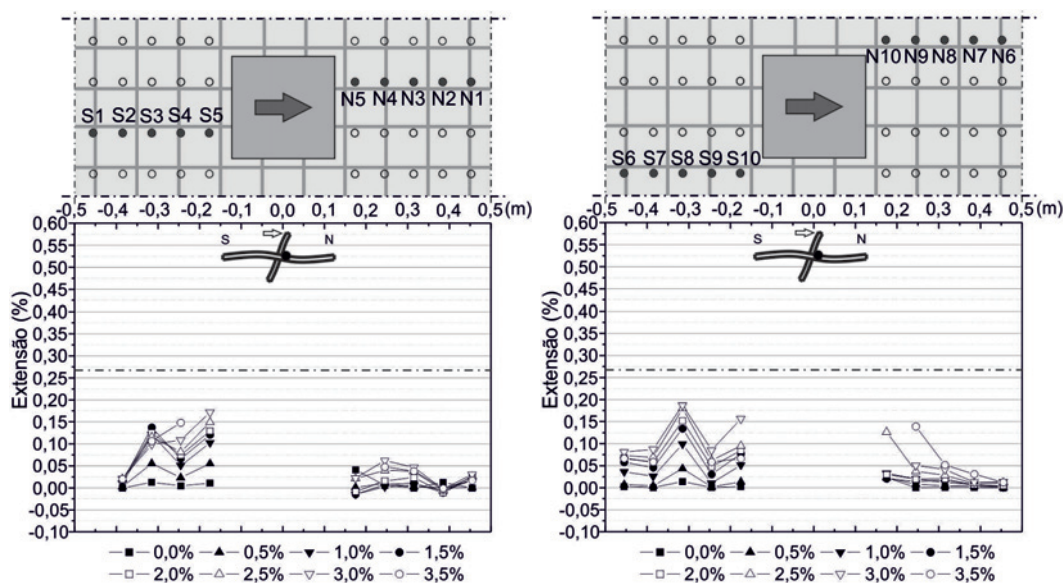


Figura 4.25: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido S-N - Modelo C-STR-3.

4.6.2 C-STR-4

No que diz respeito à evolução das extensões nos ramos de estribos instrumentados ao longo do ensaio do modelo C-STR-4 são apresentadas nos gráficos das Figuras 4.26, 4.27 e 4.28. Para complementar os gráficos anteriores as Figuras 4.24 e 4.25 apresentam as extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* nos ramos instrumentados.

Tal como no modelo anterior pode-se observar que as extensões apresentam uma espécie de alternância que coincide com a variação de carregamento horizontal. Durante esta alternância, nos momentos em que existe carregamento horizontal no sentido N-S o ramo S5 localizado junto ao pilar apresenta valores de extensão indicadores de existência de compressão. No entanto este fenómeno só se verifica para valores já elevados de *drift* horizontal, e os valores registados são pequenos. De notar também que esta zona da laje, e nesta fase, encontra-se bastante danificada, sendo possível os extensómetros já não permitam obter informação fidedigna.

Também se pode observar que ao longo do ensaio observa-se que os ramos de estribos que se encontram mais próximos do pilar apresentam maiores extensões que os ramos mais distantes. Um fenómeno importante a apontar é o facto de alguns ramos da segunda camada em relação ao pilar terem extensões mais elevadas do que a primeira camada como por exemplo o ramo S4 e N9, devido à passagem de fendas de corte por estes ramos.

Além deste fenómeno é necessário indicar que tal como no modelo anterior também houve uma diferença de extensões nas camadas mais afastadas. A única diferença para este modelo é o desfasamento de extensões ser simétrico do lado Sul e Norte do pilar, passando-se na quarta camada (S2, S7, N2 e N7), indicando a formação de uma fenda que foi controlada à custa da força exercida pelos estribos.

No que diz respeito à cedência dos estribos, foi registada no ramo E5 durante os 3,5% de *drift* e no ramo S5 durante os 4,0% de *drift*. No que diz respeito ao extensómetro colocado no ramo E2, este não funcionou durante o ensaio.

Observando de modo geral as extensões na armadura de punçoamento nos dois modelos ensaiados neste trabalho, pode-se afirmar que são mais baixas no modelo C-STR-4 que resulta da maior quantidade de armadura utilizada, para o mesmo patamar de *drift*.

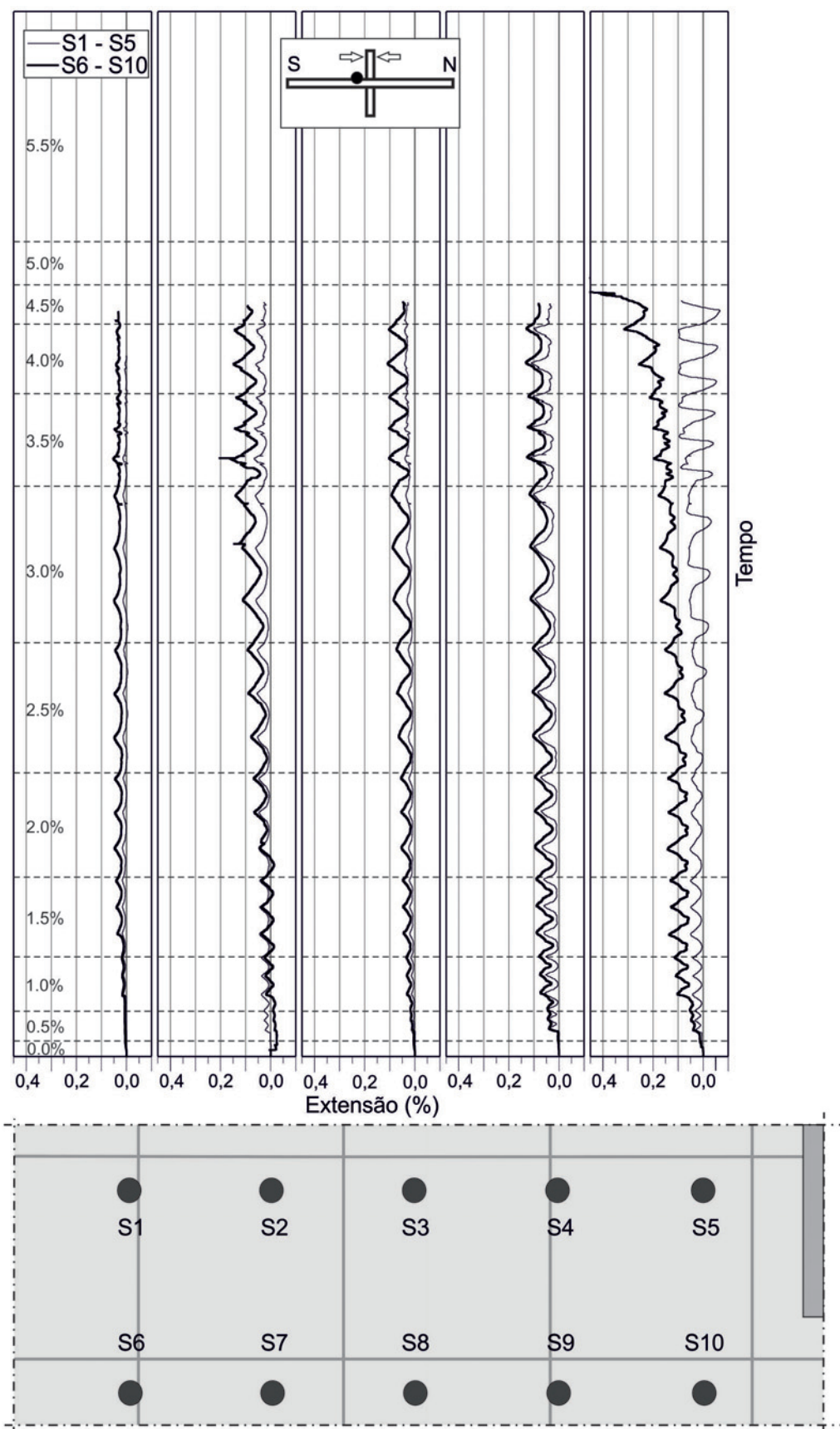


Figura 4.26: Extensões na armadura específica de punçoamento a Sul do Pilar - Modelo C-STR-4.

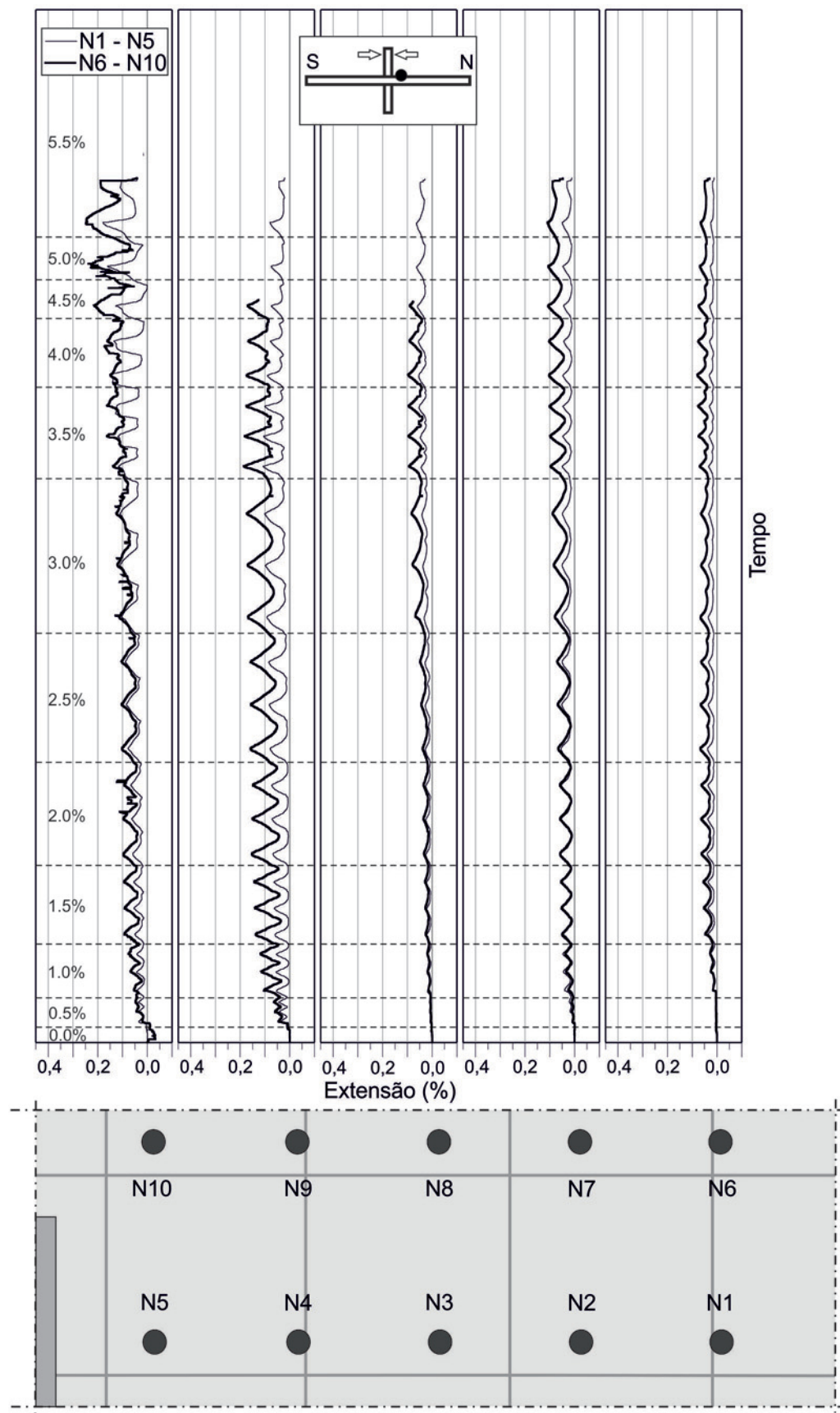


Figura 4.27: Extensões na armadura específica de punçoamento a Norte do Pilar - Modelo C-STR-4.

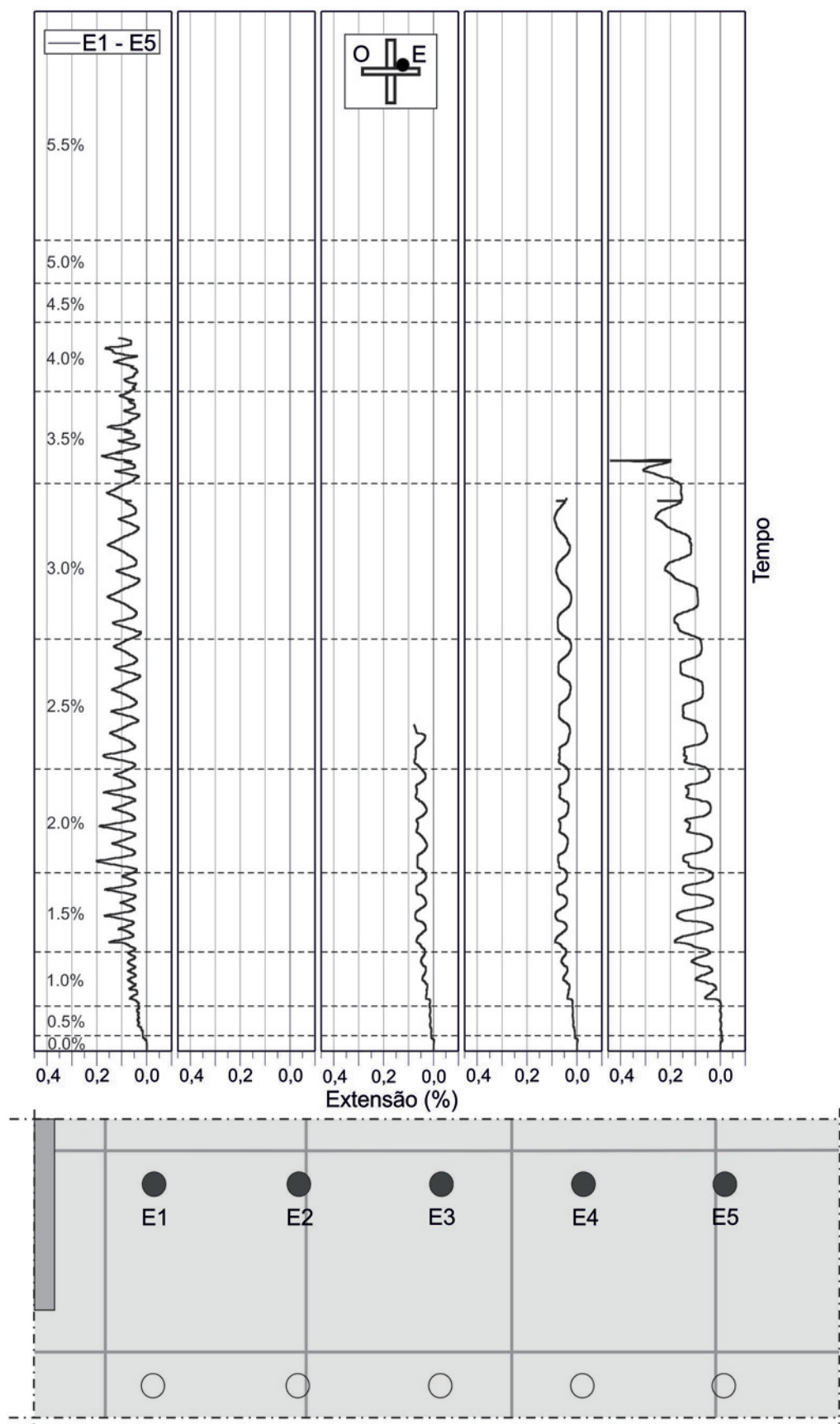


Figura 4.28: Extensões na armadura específica de punção a Este do Pilar - Modelo C-STR-4.

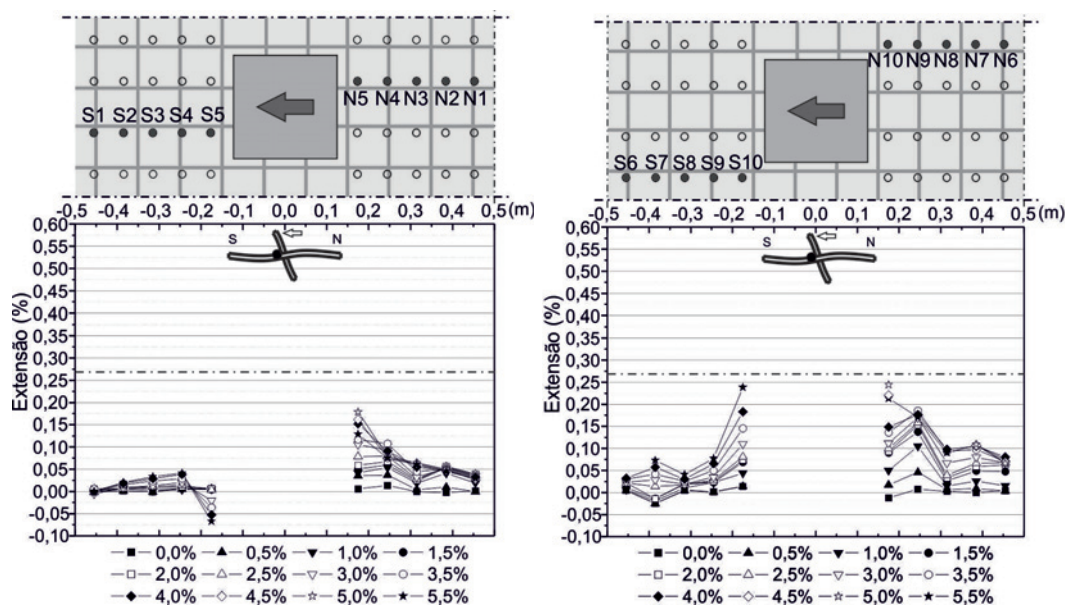


Figura 4.29: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido N-S - Modelo C-STR-4.

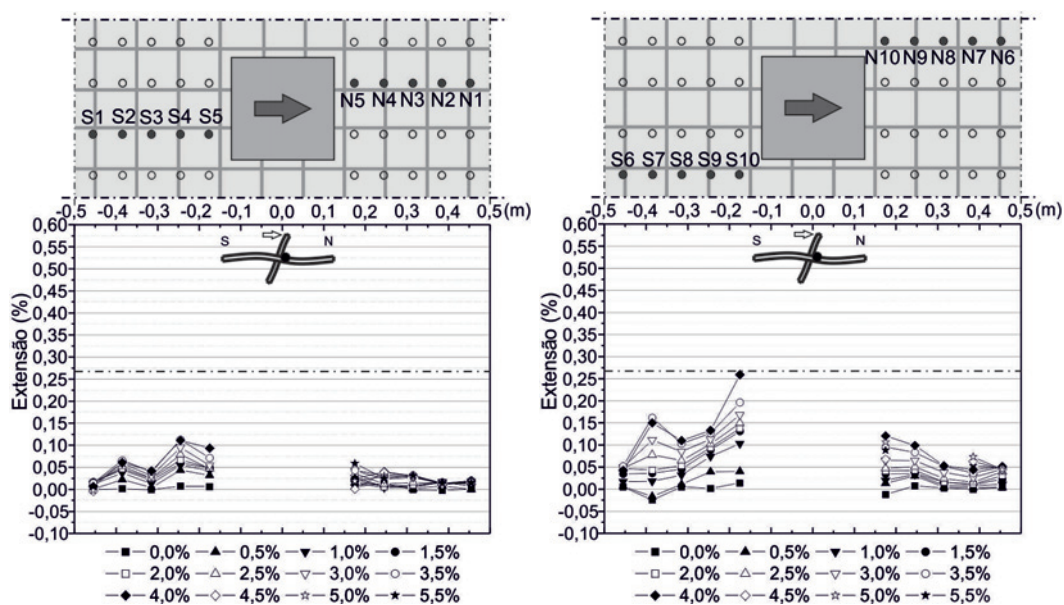


Figura 4.30: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* no sentido S-N - Modelo C-STR-4.

4.7 Modos de Rotura

Nos ensaios experimentais foram bem perceptíveis as várias fases da resposta da laje ao punçoamento apresentadas no segundo capítulo. Estas foram distinguidas através da observação da face superior da laje ao longo do ensaio.

O comportamento de ambos os modelos foi muito semelhante no que diz respeito à formação de fendas tangenciais, radiais e de momento positivo. Em primeiro lugar surgiram as fendas de flexão após o carregamento gravítico. Estas fendas são causadas pela flexão da laje, atingindo assim os bordos na direção E-O.

De seguida é aplicada a força horizontal que provoca o aparecimento de mais fendas de flexão que vão atingir os bordos da laje em locais cada vez mais distantes do centro da laje à medida que aumenta o patamar de *drift*. Outro fenómeno que ocorre é o aumento da abertura destas fendas com a evolução dos patamares de *drift*, havendo uma variação da sua abertura com a variação do sentido da força horizontal, abrindo assim as fendas no lado oposto à da aplicação de força horizontal e fechando no outro. Estas fendas que se observam nos bordos da laje, ao longo do ensaio, vão abrindo caminho chegando cada vez mais próximas da face inferior (Figuras 4.31 e 4.31).



Figura 4.31: Fendas de flexão no bordo Oeste - Modelo C-STR-3

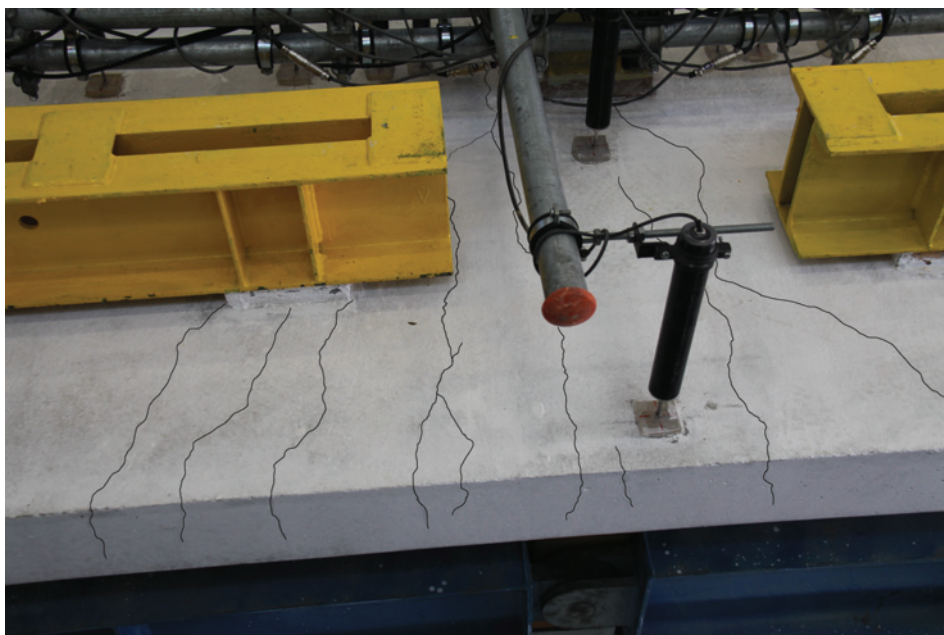


Figura 4.32: Fendas flexão na face superior e no bordo Oeste - Modelo C-STR-4

De seguida começam a surgir fendas nos topos norte e sul dos modelos, visíveis nos bordos Este e Oeste, que começam a abrir na face inferior do modelo devido ao momento positivo (Figura 4.33). Ao longo do ensaio estas fendas também vão aumentando e aproximando-se das fendas de flexão de momento negativo até se encontrarem uma com a outra, embora não ocorram em simultâneo. Esta zona de confluência das fendas superiores e inferiores corresponde à inflexão do diagrama de momentos fletores. (Figura 4.34).

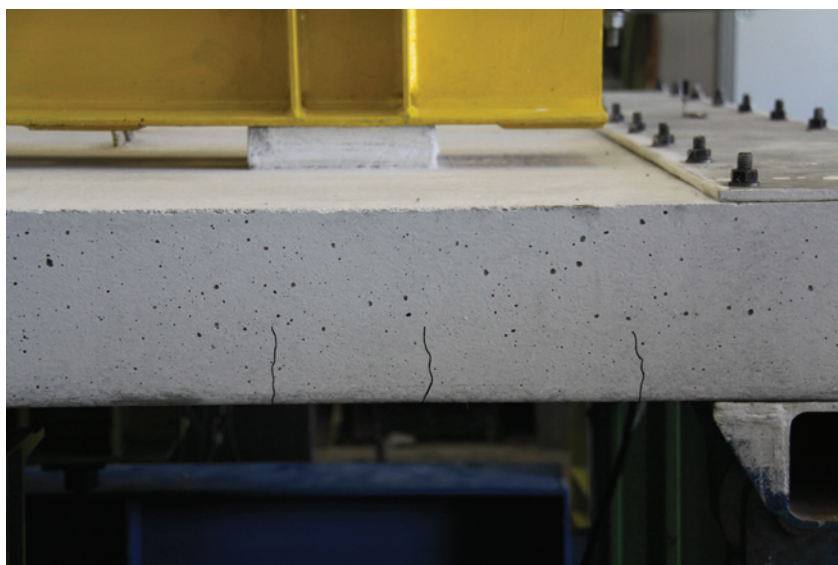


Figura 4.33: Fendas de momento positivo no bordo Oeste - Modelo C-STR-4

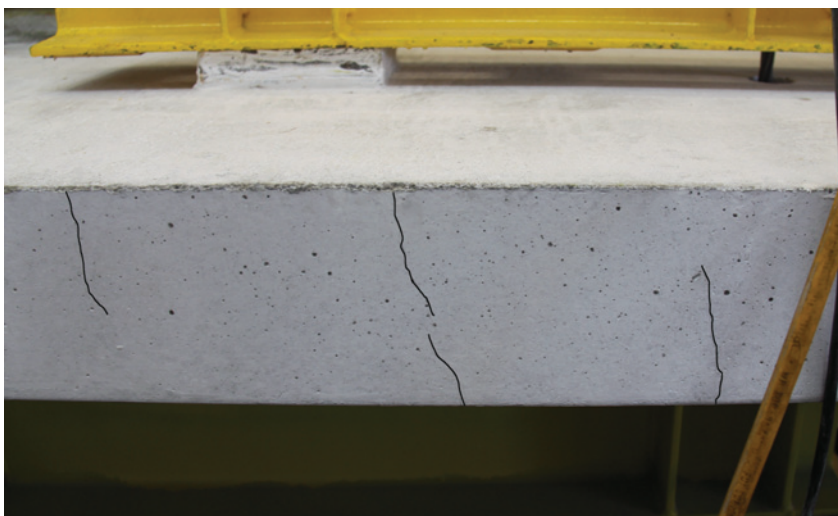


Figura 4.34: Fendas no local do ponto de inflexão bordo Oeste - Modelo C-STR-3

No decorrer do ensaio junto ao pilar observa-se o esmagamento do betão no perímetro do pilar (Figura 4.35) e com a entrada da parte inferior do pilar metálico na laje (Figura 4.36).



Modelo C-STR-3



Modelo C-STR-4

Figura 4.35: Fendilhação junto ao pilar

Por fim atinge-se a rotura por punçoamento do modelo.

Para o modelo C-STR-3 a fenda de corte tornou-se visível no patamar de 3% *drift* com um perímetro bem visível em torno do pilar (Figura 4.37), coincidindo com uma diminuição de força horizontal aplicada no topo do pilar. Na passagem para os 3,5% de *drift* dá-se a rotura por punçoamento, rotura essa que acontece então em dois momentos distintos, sendo a primeiro momento quando é aplicada força na direção N-S, causando rotura no lado norte e o segundo acontece quando é aplicada a força horizontal no sentido S-N, causando o resto da rotura de corte no lado Sul, formando assim uma superfície tronco-cónica (Figuras 4.38 e 4.39).



Modelo C-STR-3



Modelo C-STR-4

Figura 4.36: Aspeto da face inferior após a rotura por punçoamento

Neste modelo, a rotura ocorre por punçoamento na fenda de corte do interior da zona de armadura de punçoamento como seria de esperar, devido ao aumento do número de perímetros de estribos. É também importante assinalar que no momento da rotura por punçoamento se ouviu o ruído dos estribos a romper. Após o corte da laje ao meio na direção N-S como se observa na Figura 4.40 consegue-se visualizar melhor o local da fenda de corte, passando esta por dentro do primeiro e segundo perímetro de estribos. Nas Figuras 4.41 e 4.42 podemos observar alguns dos estribos que tiveram rotura no momento da formação da fenda de corte.



Figura 4.37: Fendilhação em torno do pilar antes da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-3



Figura 4.38: Fendilhação em torno do pilar depois da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-3



Figura 4.39: Aspecto de metade da superfície superior da rotura por punçoamento depois de retirar o modelo do sistema de ensaio - Modelo C-STR-3



Figura 4.40: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-3



Figura 4.41: Rotura de estribo - Modelo C-STR-3



Figura 4.42: Estribos partidos retirados do modelo C-STR-3

Para o modelo C-STR-4 a fenda de corte por punçoamento é condicionada pela flexão, havendo uma diminuição de força horizontal menos repentina como indicado anteriormente.

Nesta laje observa-se na face superior junto ao pilar fendas de flexão no lado Sul e Norte do pilar (Figura 4.43) que vão abrindo cada vez mais ao longo do ensaio até ocorrer delaminação do recobrimento nos lados Este e Oeste. (Figuras 4.44 e 4.45).

Após o corte da laje é perceptível que a fenda de corte se deu por esmagamento do betão, sendo esta originada depois dos estribos terem controlado a rotura em várias fendas de corte como podemos observar na Figura 4.46.



Figura 4.43: Fendilhação em torno do pilar antes da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-4



Figura 4.44: Fendilhação em torno do pilar depois da rotura por punçoamento - Modelo C-STR-4



Figura 4.45: Aspeto de metade da superfície superior da rotura por punçoamento depois de retirar o modelo do sistema de ensaio - Modelo C-STR-4



Figura 4.46: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-4

4.8 Comparação de modelos

Nesta secção os modelos ensaiados neste trabalho são comparados com modelos ensaiados anteriormente por Almeida et al. [6] (C-50) e Alcobia [5] (C-STR-1 e C-STR-2)

4.8.1 Comportamento Cíclico

No que diz ao respeito ao comportamento cíclico, são apresentados nas Figuras 4.47, 4.48, 4.49, 4.50 e 4.51 os gráficos histeréticos e na Tabela 4.2 o resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respectivos *drifts*.

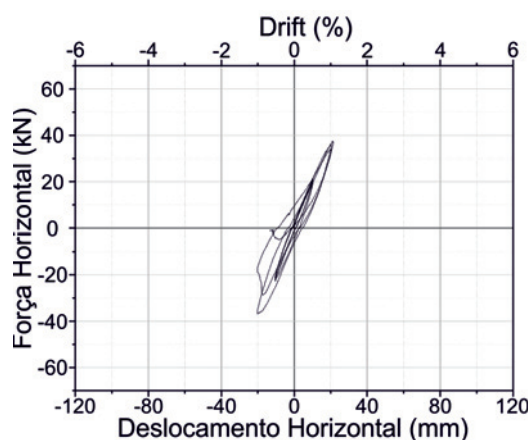


Figura 4.47: Diagrama histerético do modelo C-50

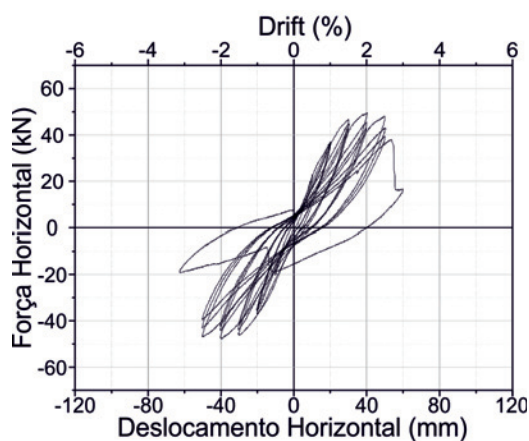


Figura 4.48: Diagrama histerético do modelo C-STR-1

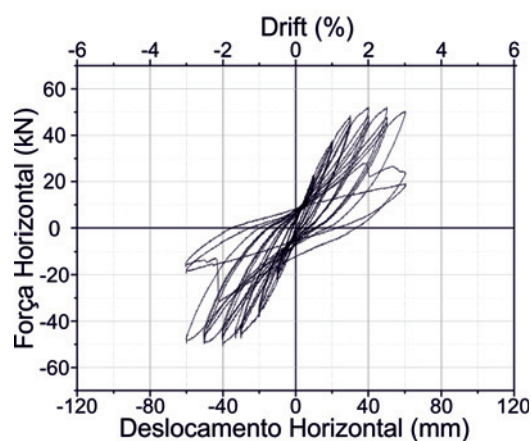


Figura 4.49: Diagrama histerético do modelo C-STR-2

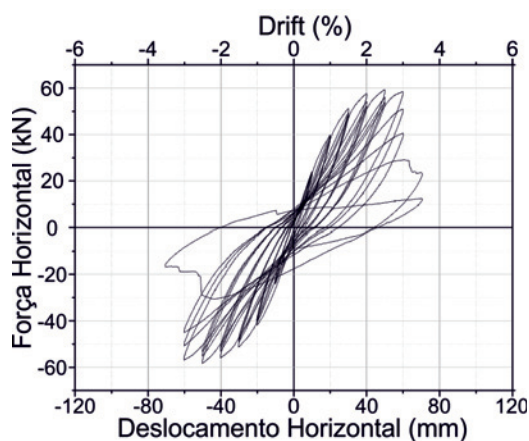


Figura 4.50: Diagrama histerético do modelo C-STR-3

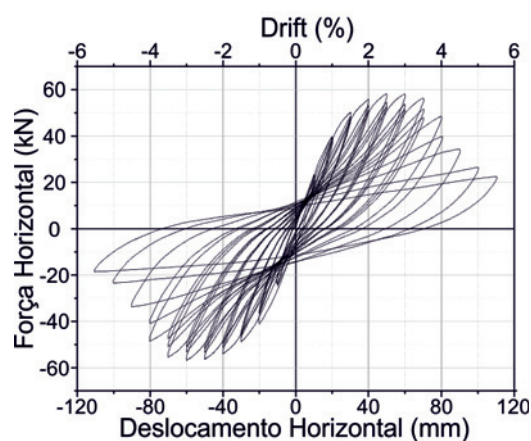


Figura 4.51: Diagrama histerético do modelo C-STR-4

Tabela 4.2: Resumo das cargas máximas e de rotura assim como os respectivos *drifts*

Modelo	$F_{H,max}$ [kN]	$drift_{F_{H,max}}$ [%]-Ciclo	F_u [kN]	$drift_u$ [%]-Ciclo
C-50	37,36	1,0-2 ^o	34,00	1,0-3 ^o
C-STR-1	49,52	2,0-1 ^o	42,96	2,5-2 ^o
C-STR-2	52,04	2,0-1 ^o	50,20	3,0-1 ^o
C-STR-3	59,32	2,5-1 ^o	50,96	3,0-2 ^o
C-STR-4	58,36	2,5-1 ^o	48,60	4,0-1 ^o

Com base nestes dados pode-se afirmar que houve um aumento de ductilidade para os modelos com estribos, uma vez que estes atingem *drifts* significativamente mais elevados do que o modelo de referência C-50.

Comparando o modelo C-STR-1 com o C-STR-2 reparamos que o aumento de quantidade de armadura específica leva a um aumento de força horizontal de aproximadamente 5%. Já os modelos com mais dois perímetros de armadura específica aumentaram a força horizontal significativamente com um aumento de 20% para o modelo C-STR-3 comparando com o modelo C-STR-1 e de 12% para o modelo C-STR-4 comparando com o modelo C-STR-2.

No que diz respeito ao *drift* máximo atingido, os modelos com cinco perímetros de armadura específica atingiram *drifts* maiores que os modelos com três perímetros de armadura específica antes de ocorrer a rotura. Comparando os modelos C-STR-1 e C-STR-2, o segundo modelo aguenta mais dois ciclos, sendo um no patamar em que o primeiro modelo chegou à rotura e outro no patamar seguinte. Já no caso dos modelos C-STR-3 e C-STR-4, o segundo atinge mais cinco ciclos, um aumento significativo, sendo um ainda no patamar em que o modelo C-STR-3 chegou à rotura e os restantes nos patamares de *drift* 3,5% e 4%. Isto indica que o modelo com maior quantidade de armadura resultou numa resposta mais dúctil uma vez que para uma carga semelhante, atingiu um *drift* maior.

Na Figura 4.52 são apresentadas as envolventes do diagrama histerético de cada modelo para efeitos de comparação dos valores máximos de carga horizontal registados em cada patamar de *drift*.

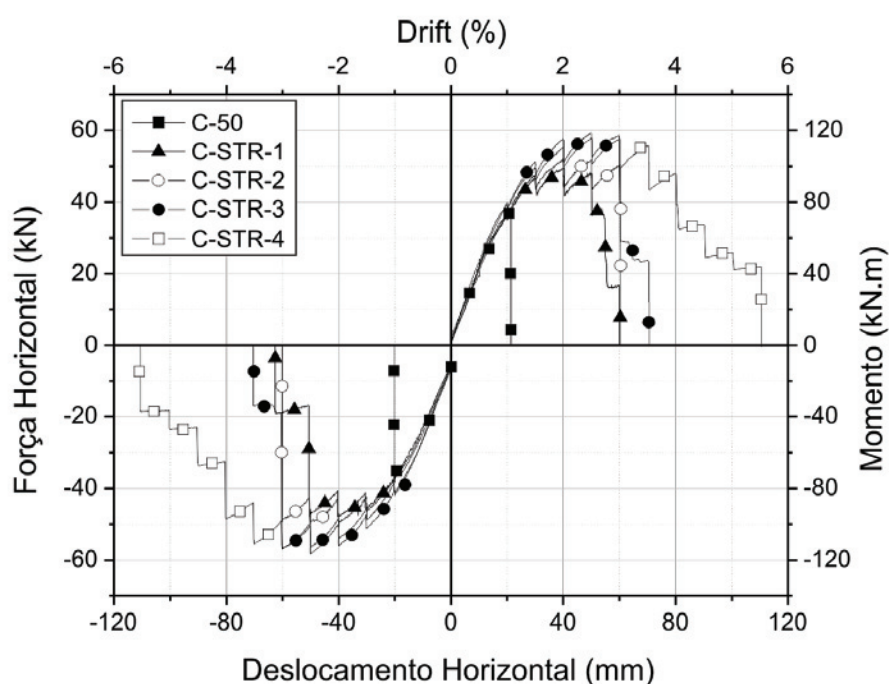


Figura 4.52: Envolvente dos diagramas histeréticos

Pode-se deste modo reparar que a partir do drift de 2 % também é formado um patamar de força horizontal alcançada para os modelos C-STR-1 e C-STR-2 tal

como referido anteriormente para os modelos ensaiados neste trabalho. Já no modelo C-50 este patamar não é formado, tendo tido uma resposta mais frágil em comparação com os outros modelos, que se apresentam mais dúcteis.

Para além disto, constata-se ainda que os modelos com armadura de punçoamento conseguem atingir patamares de *drift* superiores ao patamar exigido pelo SEI/ASCE 7-10 [9] (2.5% de *drift*). Já para o modelo C-50, que não inclui armadura de punçoamento, o mesmo não acontece, uma vez que só atingiu o patamar de 1.0% de *drift*. Como tal, é possível afirmar que a adição de uma quantidade mínima de armadura específica em lajes fungiformes deveria ser recomendada pelos principais regulamentos que regem o dimensionamento deste tipo de estruturas sob ações sísmicas, quer estas armaduras fossem ou não necessárias para a verificação do estado limite último de punçoamento.

Coefficiente de amortecimento viscoso equivalente

Como anteriormente indicado, o coeficiente viscoso equivalente é um parâmetro que está diretamente ligado à quantidade de energia dissipada pelo modelo em cada ciclo. De modo a comparar os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2 com os modelos ensaiados neste trabalho foi feito um gráfico que apresenta o ξ_{eq} para cada ciclo de cada patamar de *drift* para os 5 modelos, Figura 4.53.

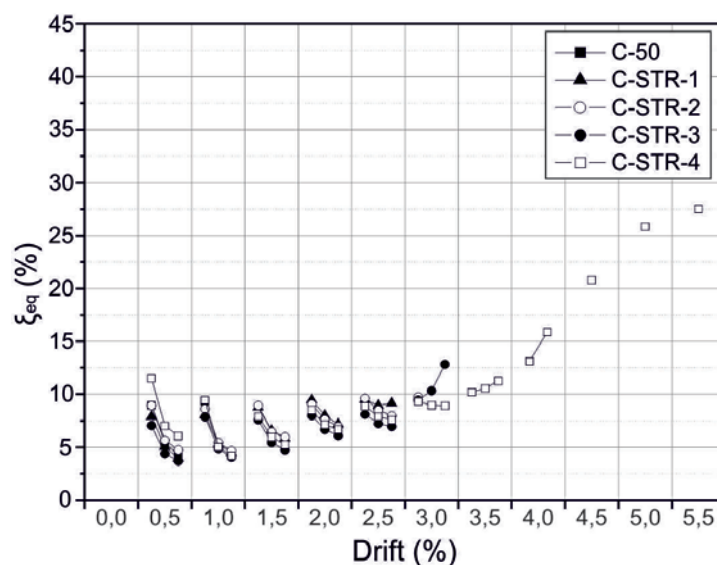


Figura 4.53: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4

Conforme podemos observar o comportamento do ξ_{eq} para os 5 modelos é equivalente até cada um chegar à rotura. Podemos reparar que o primeiro ciclo é sempre o que tem maior ξ_{eq} , isto é dissipa mais energia pois a laje sofre um dano maior cada vez que se muda de patamar de *drift*. Também se consegue observar que com o aumento do patamar de *drift* o primeiro e o segundo ciclos aproximam-se do primeiro ciclo.

No que diz respeito ao aumento do número de perímetros de estribos podemos observar que existe uma maior ξ_{eq} nos modelos com menos perímetros, mostrando assim a diminuição de dissipação de energia, e consequente diminuição de dano para os modelos com 5 perímetros de estribos.

Ainda a respeito do ξ_{eq} nos modelos analisados pode-se dizer que este é maioritariamente inferior a 10% indicando assim um comportamento elástico não linear.

Ductilidade em deslocamento

De modo a comparar a ductilidade dos modelos foi calculada a ductilidade em deslocamento para o deslocamento no pico de força horizontal no topo do pilar (μ_{peak}) e para o deslocamento na rotura (μ_u). Os resultados encontram-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Ductilidade em deslocamento

Modelo	δ_y [mm]	$drift_y$ [%]	μ_{peak}	μ_u
C-50	18,4	0,92	1,14	1,09
C-STR-1	26,0	1,30	1,55	1,92
C-STR-2	27,8	1,39	1,80	2,16
C-STR-3	29,0	1,45	1,72	2,06
C-STR-4	28,8	1,44	1,73	2,78

Os resultados obtidos reforçam a ideia de que a ausência de estribos no modelo C-50 fazem com que este seja mais frágil que os outros modelos. Comparando o modelo C-STR-1 com o C-STR-3 e o modelo C-STR-2 com C-STR-4 também pode-se concluir que o aumento de perímetros de 3 para 5 aumentou a ductilidade apoiando o anteriormente observado.

Rigidez lateral efetiva

No que se refere à rigidez dos modelos ao longo dos ciclos podemos dizer que os patamares de $drift$ 0,5% e 1,0% apresentam um aumento de rigidez após o segundo ciclo. Já o mesmo não se pode dizer dos patamares de $drift$ seguintes, pois observa-se uma diminuição de rigidez a cada ciclo devido ao dano causado no modelo, sendo esta uma diminuição uniforme para todos os modelos. Importante ainda assinalar que devido ao aumento do número de perímetros de estribos os modelos C-STR-3 e C-STR-4 têm uma rigidez maior que os modelos C-STR-1 e C-STR-2. Para comprovar o anteriormente descrito foi calculada a rigidez lateral efetiva dos 5 modelos para cada ciclo de cada patamar de $drift$ (Figura 4.54).

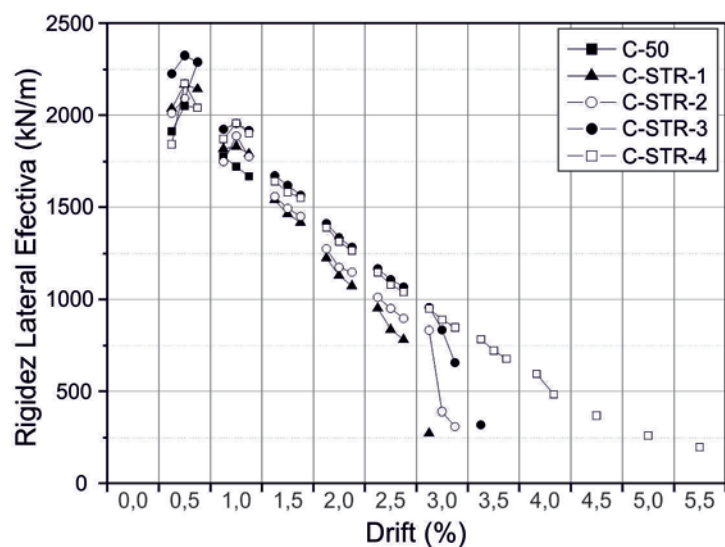


Figura 4.54: Rigidez lateral efetiva para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4

Índice de Deformação Residual (RDI)

De modo a quantificar o dano sofrido em cada laje foi calculado o RDI para os 5 modelos em cada ciclo de cada patamar de *drift*, Figura 4.55.

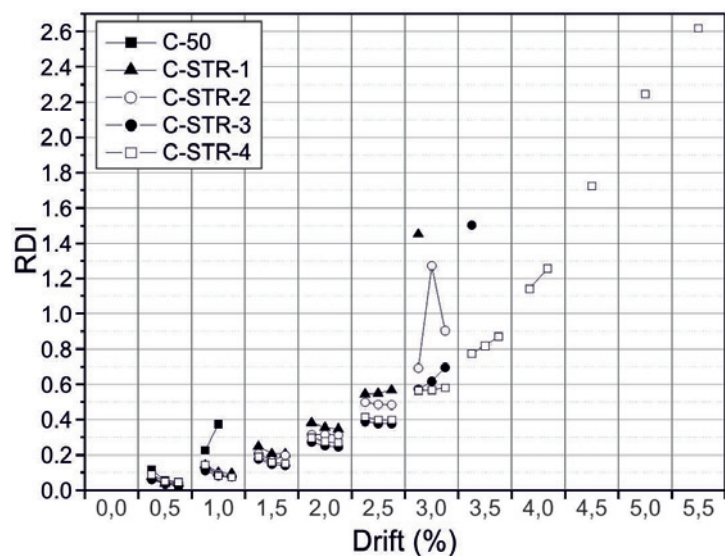


Figura 4.55: RDI para os modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4

Como podemos comprovar, este parâmetro permite consolidar o que já foi observado anteriormente. Ao analisar o gráfico podemos afirmar que como seria de esperar o dano vai aumentando ao longo de cada patamar de *drift* não havendo grande aumento de RDI entre ciclos. No momento em que se dá a rotura por punção há um aumento brusco deste valor para os modelos C-50,

C-STR-1, C-STR-2 e C-STR-3. Já o modelo C-STR-4 devido a ter uma rotura por punçomento condicionada à flexão vai tendo um aumento de dano mais suave a partir do *drift* 3.5 %. Ainda se pode referir o facto de os modelos com menos camadas de estribos terem sofrido mais dano ao longo do ensaio.

4.8.2 Deformadas dos modelos

No que diz respeito às deformadas, estas são apresentadas nas Figuras 4.56, 4.57, 4.58, 4.59 e 4.60.

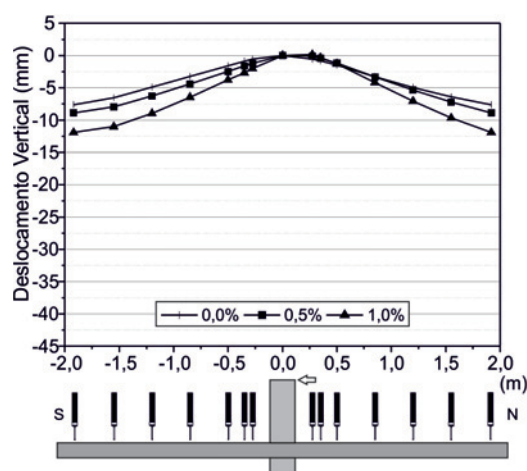


Figura 4.56: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-50

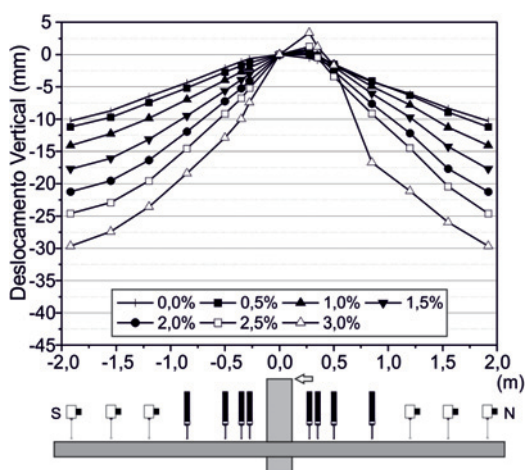


Figura 4.57: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-1

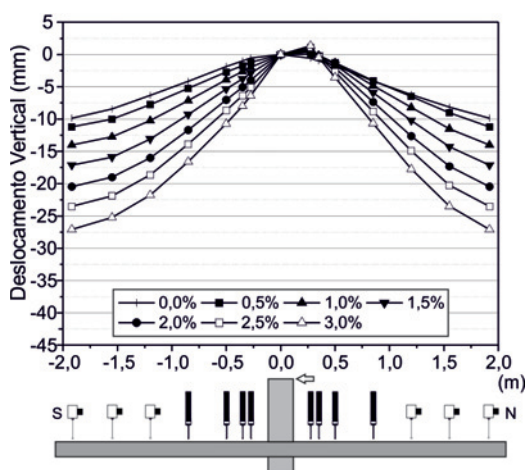


Figura 4.58: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-2

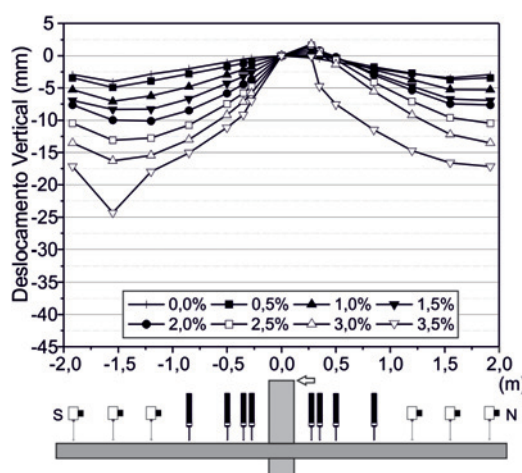


Figura 4.59: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-3

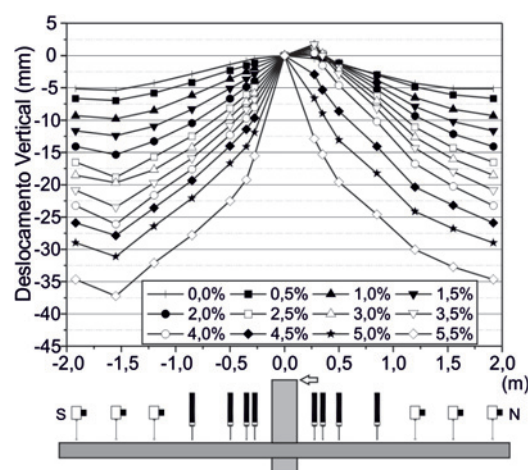


Figura 4.60: Deformada no sentido N-S para o 1º ciclo de cada patamar de *drift* - Modelo C-STR-4

Após observar os gráficos verifica-se que com a adição de dois perímetros de estribos nos modelos C-STR-3 e C-STR-4 se observou uma diminuição significativa dos deslocamentos verticais para cada patamar de *drift* em comparação com os modelos com apenas três perímetros de estribos, modelos C-STR-1 e C-STR-2.

Também é de notar que nos ensaios experimentais dos modelos C-STR-3 e C-STR-4 o processo de ensaio foi aperfeiçoado havendo um controlo das forças nas escoras ao longo de todo o ensaio de modo a que a rotação nos dois bordos da laje seja igual, sendo desta forma perceptível nas deformadas dos modelos esta diferença.

4.8.3 Pontos de inflexão

Através do cálculo do ponto de inflexão pode-se reforçar a ideia anteriormente indicada sobre aperfeiçoamento realizado ao nível das escoras no processo de ensaio perceptível nas deformadas dos modelos. Assim, nas Figuras 4.61, 4.62, 4.63, 4.64 e 4.65 são representados os gráficos do andamento do ponto de inflexão ao longo dos ensaios dos modelos C-50, C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4, respetivamente.

Através dos gráficos podemos afirmar que o ponto de inflexão nos modelos ensaiados neste trabalho aproximou-se do pilar. Pode-se observar esta diminuição logo no momento de aplicação de carga gravítica onde o ponto de inflexão nos modelos C-50, C-STR-1 e C-STR-2 se encontra perto dos 24% dos vãos da laje e para os modelos C-STR-3 e C-STR-4 perto dos 20% dos vãos da laje. Este valor aproxima-se deste modo do valor teórico do ponto de inflexão (22% dos vãos da laje), aumentando assim o momento positivo e diminuindo o momento negativo.

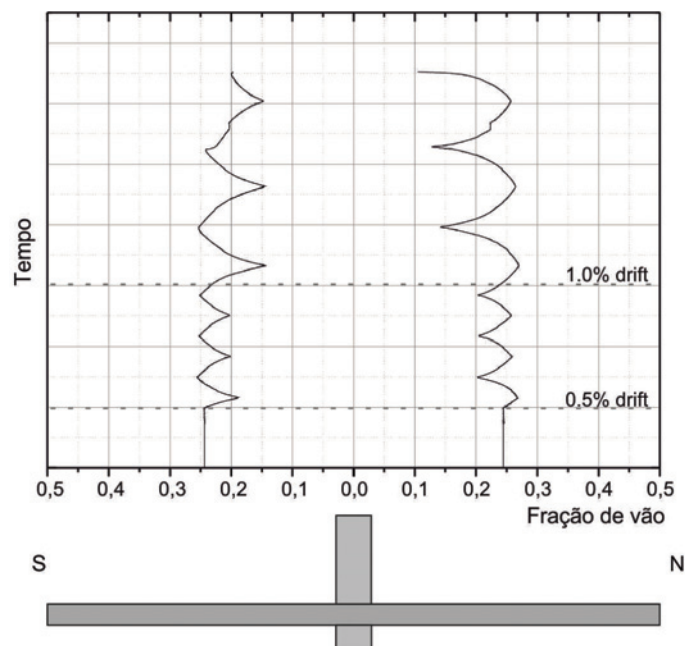


Figura 4.61: Ponto de inflexão - Modelo C-50

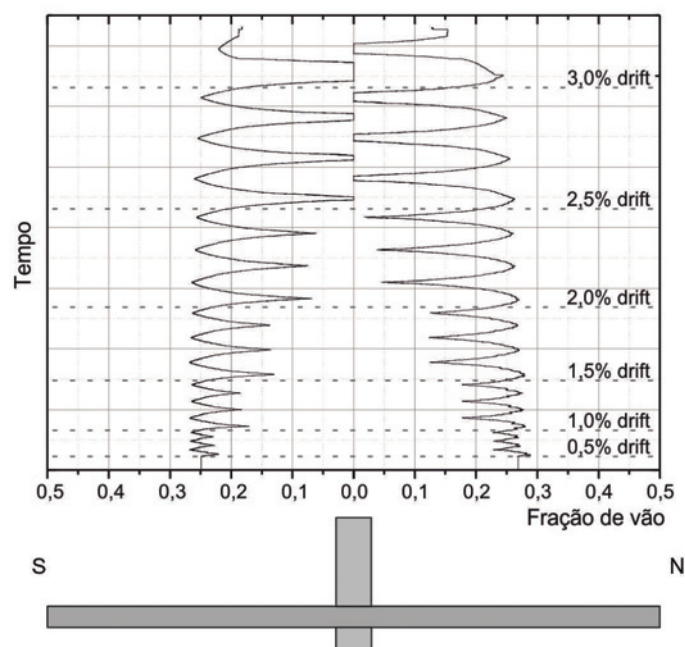


Figura 4.62: Ponto de inflexão - Modelo C-STR-1

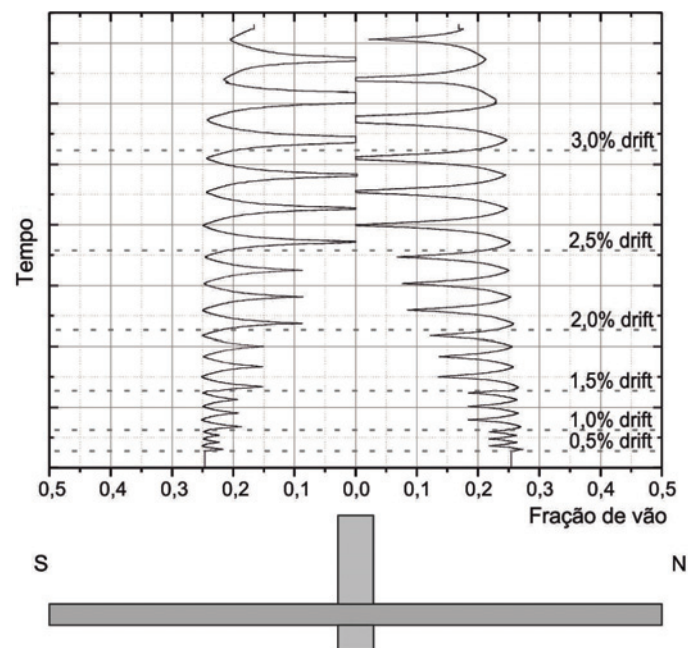


Figura 4.63: Ponto de inflexão - Modelo C-STR-2

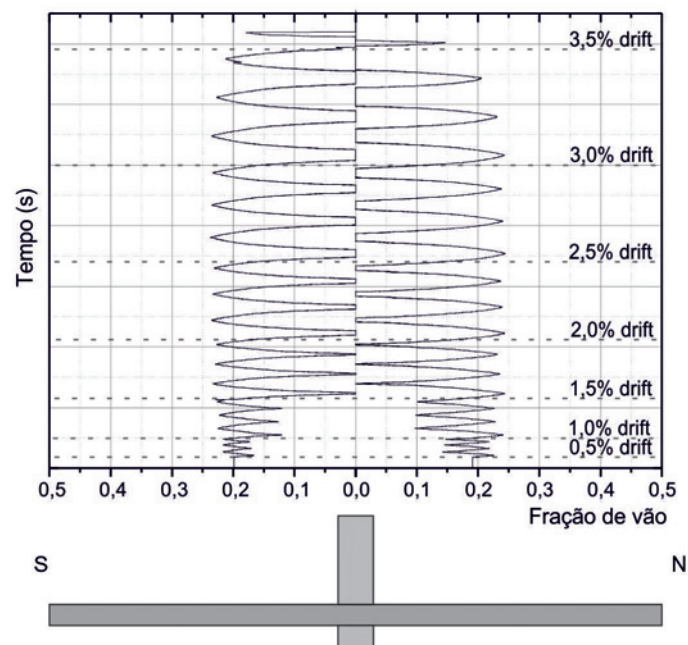


Figura 4.64: Ponto de inflexão - Modelo C-STR-3

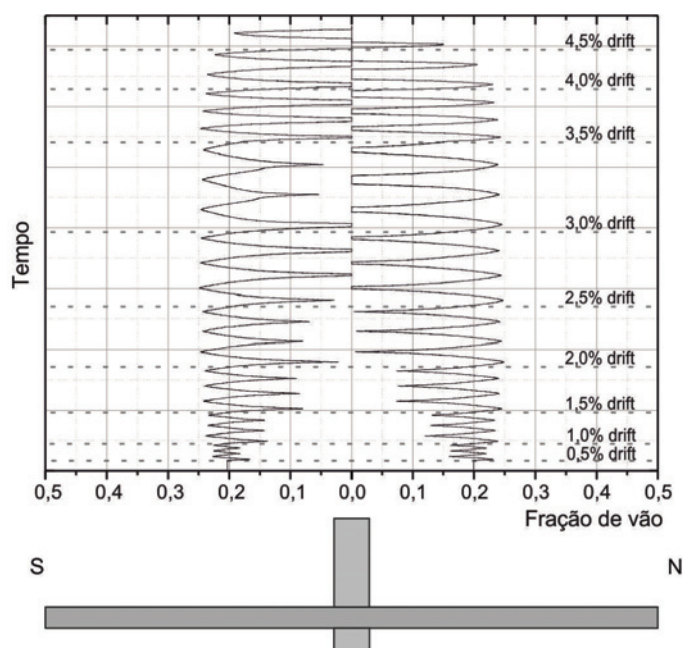


Figura 4.65: Ponto de inflexão - Modelo C-STR-4

No que diz respeito ao andamento do ponto de inflexão este move-se para Norte nos dois lados da laje quando o carregamento horizontal é feito para o lado sul e vice versa. Para *drifts* maiores o ponto de inflexão tem uma variação mais elevada uma vez que o momento produzido pelo carregamento gravítico perde magnitude comparado com o momento originado pela carga excêntrica aplicada, chegando ao centro, o que significa que metade da laje fica sujeita só a momento positivo, invertendo o sinal do momento devido ao carregamento vertical.

4.8.4 Modos de Rotura

Nas Figuras 4.66, 4.67, 4.68 e 4.69 são apresentados das cortes das metades das lajes no sentido N-S dos modelos C-STR-1, C-STR-2, C-STR-3 e C-STR-4, respetivamente, com o intuito de poder comparar os modos de rotura por punçoamento de cada modelo.



Figura 4.66: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-1



Figura 4.67: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-2



Figura 4.68: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-3



Figura 4.69: Superfície de corte após corte do modelo ao meio na direção N-S - Modelo C-STR-4

Após observar as imagens dos cortes das lajes dos 5 modelos podemos verificar que dos modelos com 3 perímetros de estribos para os modelos com 5 perímetros houve alteração do modo de rotura.

Observa-se deste modo que nos modelos com 3 perímetros de estribos a rotura por punçoamento acontece por fora da última camada de armadura específica e que para os modelos com 5 perímetros de armadura específica a rotura por punçoamento ocorre no interior da zona abrangida pela armadura específica para a primeira laje e para a segunda que contem maior quantidade de armadura específica, dá-se por esmagamento do betão.

4.8.5 Previsões do EC2, do ACI318-14 e do MC2010 para o Punçoamento Excêntrico

As cargas de rotura obtidas nos ensaios experimentais foram comparadas com as previsões do EC2 [48], ACI318M-14 [2] e MC2010 [21] para o punçoamento excêntrico considerando os valores médios das propriedades dos materiais utilizados no ensaio sem considerar os coeficientes segurança. Deste modo foram utilizados os valores experimentais da carga vertical e o momento fletor máximo transmitido à laje através da carga horizontal aplicada no pilar para calcular um coeficiente de redução da resistência ao punçoamento de forma a prever a capacidade de resistência ao punçoamento dos modelos. Os resultados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Previsões do EC2 [48], ACI318M-14 [2] e MC2010 [21] da capacidade de resistência ao punçoamento excêntrico

Modelos	V_{exp} [kN]	M.R.	EC2		MC2010		ACI 318-14	
			V_R [kN]	V_{exp}/V_R	V_R [kN]	V_{exp}/V_R	V_R [kN]	V_{exp}/V_R
C-50	193,8	-	215,7	0,90	138,7	1,43	177,1	1,09
C-STR-1	209,9	F	421,8	0,50	278,0*	0,75	227,6	0,92
		D	241,1	0,87	160,6*	1,31	80,0	2,62
		E	851,1	0,25	252,0	0,83	395,3	0,53
C-STR-2	214,6	F	411,7	0,52	268,9*	0,80	219,1	0,98
		D	493,5	0,43	343,1*	0,63	328,2	0,65
		E	1199,2	0,18	360,1	0,60	658,8	0,33
C-STR-3	202,3	F	418,1	0,49	299,4*	0,68	344,5	0,59
		D	186,9	1,09	302,2*	0,67	10,1	20,06
		E	644,4	0,31	468,2	0,43	387,3	0,52
C-STR-4	195,9	F	401,2	0,49	280,1*	0,70	323,5	0,61
		D	446,9	0,44	487,0*	0,40	207,6	0,94
		E	830,1	0,24	487,2	0,40	578,7	0,34

* Valores limitados pela resistência à flexão da laje.

Onde,

V_{exp} é o valor da experimental da carga vertical aplicada na laje;

M.R. é o modo da rotura da laje:

F - Fora da zona abrangida por estribos;

D - Dentro da zona abrangida por estribos;

E - Esmagamento do betão entre o pilar e a zona abrangida por estribos;

V_R é o valor da previsão da capacidade de resistência ao punçoamento.

Após observar a tabela pode-se constatar que para o modelo C-STR-1 o modo de rotura previsto pelo EC2 [48] e pelo ACI318M-14 [2] indica que a laje vai obter uma rotura na zona abrangida por estribos. Já para o modelo C-STR-2 estes regulamentos preveem uma rotura por fora da zona abrangida por estribos. Nos ensaios experimentais obteve-se para ambos os ensaios uma rotura por fora da zona abrangida por estribos, estando deste modo a previsão para o primeiro modelo errada.

Para o modelo C-STR-3 o EC2 [48] e o ACI318M-14 [2] preveem uma rotura por dentro da zona com estribos o que está de acordo com o que aconteceu no ensaio experimental. Já para o modelo C-STR-4 nenhum dos regulamentos prevê corretamente o tipo de rotura que ocorreu no ensaio, esmagamento do betão entre o pilar e os estribos. Tendo deste modo o EC2 [48] previsto a rotura por fora da zona de estribos e o ACI318-14 [2] uma rotura no interior da zona de estribos.

No que diz respeito à previsão do valor da capacidade de resistência ao punçoamento pelo EC2 [48] verifica-se que para os modelos C-STR-1 e C-STR-3 a influência da armadura específica de punçoamento com diâmetro 4,5 mm

é quase nula e a previsão encontra-se próxima do modelo C-50. Estes dois modelos apresentam um rácio V_{exp}/V_R próximo de 1 o que é muito próximo do valor experimental, sendo a previsão para o C-STR-1 não conservativa e para o C-STR-3 conservativa. Já para os modelos com maior quantidade de armadura específica, C-STR-2 e C-STR-4, a previsão do EC2 [48] apresenta valores já afastados dos valores experimentais e valores não conservativos, isto é rácio V_{exp}/V_r menor que 1.

Para o ACI [2] a previsão do valor da capacidade de resistência ao punçoamento é muito conservativa para os modelos com menos armadura e não conservativa para os modelos com maior quantidade de armadura.

No que se refere ao MC2010 [21] podemos concluir que para todos os modelos a carga de rotura flexão é inferior à carga de rotura por punçoamento, admitindo tanto rotura por dentro da zona abrangida por estribos como por fora. Os valores da previsão da capacidade de resistência ao punçoamento apresentados na tabela são assim limitados pela resistência à flexão da laje. A explicação do cálculo da carga de rotura por flexão V_{flex} é apresentada no apêndice A.

Após esta análise podemos concluir que os regulamentos não se adequam à previsão da capacidade de resistência ao puçoamento para os modelos sujeitos a cargas excêntricas cíclicas analisados neste trabalho.

Capítulo 5

Conclusões e Trabalhos Futuros

5.1 Conclusões

Este capítulo tem como objetivo apresentar um resumo dos principais resultados da análise dos dados obtidos pelos ensaios experimentais realizados neste trabalho e deste modo expor as conclusões obtidas a partir deles.

No final deste capítulo são apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros a realizar de modo a dar continuação ao estudo deste tema.

5.1.1 Comportamento Cíclico

Para ambos os modelos foram analisados os gráficos histeréticos deslocamento/força horizontal, onde são observados os seus comportamentos cíclicos detetando assim a carga de rotura de cada modelo e consequentemente o deslocamento respetivo. Para o modelo C-STR-3 a rotura ocorreu para 3% de *drift*, com uma carga horizontal correspondente de 50,96 kN. Já para o modelo C-STR-4 a rotura ocorreu para 4% *drift*, com uma carga horizontal correspondente de 48,60 kN .

No que diz respeito à carga de pico atingida, a mesma é semelhante para ambos os modelos (59,32 kN para o C-STR-3 e 58,36 kN para o C-STR-4) e acontece para o mesmo *drift*, 2,5 %.

Também foi calculado o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente como parâmetro de análise do comportamento cíclico. Os valores obtidos para ambos os modelos são baixos (abaixo dos 10%) evidenciando um comportamento elástico não-linear. Observa-se também que a partir do *drift* de 3% o modelo C-STR-4 começa a dissipar mais energia, uma vez que vai aumentando o dano até chegar a uma rotura por punçoamento, considerando-se por isso uma rotura condicionada pela capacidade resistente à flexão. O mesmo não acontece com o modelo C-STR-3 que tem uma rotura por corte visível no gráfico histerético com uma diminuição brusca de carga horizontal.

Pode-se assim concluir que o aumento de armadura do modelo C-STR-3 para o modelo C-STR-4 contribui para um incremento na capacidade de deformação da laje, aumentando também a ductilidade na ligação laje-pilar.

5.1.2 Deformadas dos Modelos

A obtenção das deformadas dos modelos permitiu concluir que a degradação destes é causada pela transferência de momento fletor à laje provocando o aumento dos deslocamentos verticais em relação aos causados pela aplicação da carga gravítica. É possível assim, constatar que há um aumento de deslocamentos verticais ao longo dos modelos para cada ciclo.

É importante salientar que a igualdade de deslocamentos verticais e rotações nos bordos Sul e Norte verificada ao longo dos ensaios indica que o sistema de ensaio utilizado é eficiente.

5.1.3 Extensões na Armadura Longitudinal

As extensões nos varões da armadura longitudinal superior permitem concluir que maiores patamares de *drift* implicam valores de extensão mais elevados (devido ao aumento do momento fletor transmitido ao modelo).

Ao longo do ensaio observa-se uma alternância dos valores das extensões, que resulta do carácter cíclico, chegando-se mesmo a verificar extensões negativas, ou seja, compressão em alguns varões.

Também se verifica que os varões mais próximos do pilar apresentam maiores extensões que os varões mais afastados e, como tal, são geralmente os primeiros a atingir a cedência, concluindo-se deste modo que o acréscimo de momento fletor transmitido à laje é absorvido numa zona muito próxima do pilar.

No que diz respeito à armadura longitudinal inferior aquando da aplicação de carga gravítica observa-se compressão junto ao pilar e tração junto aos bordos do modelo. A partir desse momento à semelhança da armadura longitudinal superior ocorre uma alternância de extensões, durante a fase de aplicação de deslocamentos horizontais cíclicos.

5.1.4 Extensões na Armadura Específica de Punçoamento

Os resultados das extensões registadas na armadura específica nos dois modelos permitem observar que os ramos pertencentes a estribos atravessados por fendas de corte evidenciaram maiores extensões que os restantes ramos instrumentados.

Também foi observada uma oscilação no valor das extensões nas metades Norte e Sul do pilar. Esta alternância foi causada pelas sucessivas mudanças de direção da carga horizontal aplicada.

Observou-se também uma certa de simetria em relação ao pilar em termos da localização dos ramos mais mobilizados, o que indica que a laje fendilhou simetricamente em relação ao pilar.

5.1.5 Modos de Rotura

O modo de rotura nos dois modelos ensaiados neste trabalho foi diferente, surgindo desta forma a fenda de corte por dentro da zona abrangida pela armadura específica de punçoamento no modelo C-STR-3, chegando a haver rotura de estribos. Já para o modelo C-STR-4 a rotura aconteceu entre pilar e os estribos, havendo esmagamento do betão.

5.1.6 Comparação de modelos

Uma vez que este trabalho faz parte da continuação de um estudo elaborado anteriormente por Almeida et al. [6] sem armadura específica de punçoamento e por Alcobia [5] em que os modelos continham 3 perímetros de estribos (C-STR-1 e C-STR-2, ou seja com menos 2 perímetros que C-STR-3 e C-STR-4) foi feita uma comparação dos resultados e foram calculados parâmetros de comparação.

Chegou-se desta maneira à conclusão que incluir estribos como armadura específica na laje contribui para o aumento da capacidade de deformação da laje, consequentemente aumentando a sua ductilidade.

No que diz respeito à adição de mais dois perímetros de estribos nos modelos chegou-se à conclusão que aumentou também a ductilidade e a rigidez dos modelos alcançando uma força horizontal de pico mais elevada. Também se conseguiu alcançar um dos objetivos deste trabalho que foi a mudança do modo de rotura, deixando de ser fora da zona abrangida por estribos, passando para o seu interior no caso do modelo C-STR-3.

No que se refere à capacidade de resistência ao punçoamento e modo de rotura previstos pelo EC2, MC2010 e ACI318-14 chegou-se à conclusão que estes regulamentos não se adequam para a aplicação de cargas excêntricas cíclicas nas lajes analisadas neste trabalho.

5.2 Trabalhos Futuros

De modo a continuar a investigação no estudo e compreensão do efeito da inclusão de armadura específica no comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes, são aqui apresentadas recomendações para trabalhos futuros:

- O efeito da armadura de punçoamento utilizada, usando outros tipos de armadura específica pré ou pós instalada que possuam melhor capacidade de amarração que o estribo fechado;

- O efeito do tipo de aplicação de carga horizontal, fazendo-se a comparação entre a aplicação desta carga de modo cíclico ou monotónico;
- Adaptação deste estudo ao caso de lajes fungiformes aligeiradas;
- O efeito da localização do pilar em planta, analisando as diferenças de comportamento verificado em pilares centrais, de bordo e de canto;
- O efeito da quantidade de armadura longitudinal, visto que neste trabalho utilizou-se sempre a mesma quantidade;
- Desenvolvimento de estudos analíticos e numéricos que permitam estudar o comportamento de lajes fungiformes com armadura específica sujeitas a ações cíclicas.

Referências bibliográficas

- [1] Ruiz, M. F. e A. Muttoni: *Performance and Design of Punching-Shear Reinforcing Systems*. 3rd fib International Congress, 437:14, 2010.
- [2] ACI: *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. 2014, ISBN 9780870319303.
- [3] ACI-ASCE Committee 352: *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. ACI Structural Journal, 85(6):675–696, 1988, ISSN 08893241.
- [4] Al-nasra, M. M., I. A. Duweib e A. S. Najmi: *The Use of Pyramid Swimmer Bars as Punching Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Flat Slabs*. Journal of Civil Engineering Research, 3(2):75–80, 2013.
- [5] Alcobia, B.: *Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Armadura Específica*. Tese de Mestrado, FCT-UNL, 2015.
- [6] Almeida, A., M. Inácio, V. Lúcio e A. P. Ramos: *Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading*. Engineering Structures, 117:204–219, 2016, ISSN 18737323.
- [7] Andrä, H. P., W. H. Dilger e A. Ghali: *Durchstanzbewehrung für Flachdecken*. Beton und Stalbetonbau (Berlin), 74:129–132, 1979.
- [8] Arya, C.: *Design of Structural Elements*. Terceira edição, 2009.
- [9] ASCE: *SEI/ASCE 7-10 Standard - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. 2010, ISBN 9780784410851.
- [10] Brooms, C. E.: *Shear Reinforcement for Deflection*. ACI Structural Journal, 87:696–705, 1990.
- [11] Brooms, C. E.: *Flat Plates in Seismic Areas: Comparison of Shear Reinforcement Systems*. ACI Structural Journal, 104(6):712–721, 2007.
- [12] Broomfield, J. P.: *Corrosion of Steel in Concrete*, 2011, ISBN 9780470872864.
- [13] Brown, S. J.: *Seismic Response of Slab Column Connections*. Ph.D. Thesis, Univ. of Calgary, Alberta, 2003.
- [14] Bu, W.: *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading*. Ph. D. Thesis, University of Waterloo, 2008.

- [15] Caldentey, A. P., P. P. Lavaselli, H. C. Peiretti e F. A. Fernández: *Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs*. Engineering Structures, 49:855–865, 2013, ISSN 01410296.
- [16] Cao, H. J.: *Seismic Design of Slab-Column Connections*. Masters Dissertation, Univ. of Calgary, Alberta, 1993.
- [17] Cheng, M. Y.: *Punching Shear Strength and Deformation Capacity of Fiber Reinforced Concrete Slab-Column Connections Under Earthquake-Type Loading*. Ph.D. Dissertation, Univ. of Michigan, Ann Arbor, 2008.
- [18] Corley, W. G. e N. M. Hawkins: *Shearhead Reinforcement for Slabs*. ACI Structural Journal, 67:811–824, 1968.
- [19] Dechka, D. C.: *Response of Shear-Stud-Reinforced Continuous Slab-Column Frames to Seismic Loads*. Ph.D. Dissertation, Univ. of Calgary, Canada, 2001.
- [20] Dilger, W. H. e A. Ghali: *Flat plates with Special Shear Reinforcement Subjected to Static and Dynamic Moment Transfer*. Journal of the Structural Div., 107:2403–2420, 1981.
- [21] Fib: *Model Code 2010*. (October):653, 2013.
- [22] Gayed, R. B. e A. Ghali: *Seismic-resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs*. ACI Structural Journal, 103(5):710–719, 2006.
- [23] Gayed, R. B., A. Ghali, T. H. K. Kang e J. W. Wallace: *Seismic Performance of Reinforced Concrete Slab-Column Connections with Thin Plate Stirrups Discussion*. ACI Structural Journal, 106(4):559–561, 2009.
- [24] Gouveia, N.: *Análise Experimental ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em BRFA Sujeitas a Ações Vertical e Horizontal Cíclica*. Betão Estrutural 2016, páginas 1–14, 2016.
- [25] Group, CEB/ fib Task: *Punching of structural concrete slabs-fib Bulletin No. 12*. Relatório Técnico, FIB, 2001.
- [26] Halfen: *Halfen HDB Shear Rail - punching shear reinforcement and shear reinforcement*.
- [27] Hawkins, N. M., D. Mitchell e S. N. Hanna: *The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures*. Canadian Journal of Civil Engineering, 2(4):572–582, 1975.
- [28] HistoryNet: *Today In History*. <http://www.historynet.com/today-in-history>, acessado em 05/09/2016.
- [29] Inácio, M.: *Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em Betão de Elevada Resistência*. Tese de Doutorado, FCT-UNL, 2016.
- [30] Inácio, M. M. G., A. P. Ramos e D. M. V. Faria: *Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different anchorage approaches*. Engineering Structures, 44:63–77, 2012.

- [31] IPQ: *NP EN 12390-1 : Ensaios de betão endurecido - Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para moldes*. 2003.
- [32] IPQ: *NP EN 12390-2: Ensaios do betão endurecido - Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica*. 2003.
- [33] IPQ: *NP EN 12390-3: Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*, 2003.
- [34] IPQ: *NP EN 12390-6: Ensaios do betão endurecido - Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes*, 2003.
- [35] Islam, S. e R. Park: *Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure*. Journal of the Structural Division, 102(3):549–568, 1976.
- [36] ISO: *ISO 15630-1:2010 - Steel for the reinforcement and prestressing of concrete – Test methods – Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire*, 2010.
- [37] Kang, S. M., H. G. Park e Y. N. Kim: *Lattice-Reinforced Slab-Column Connections under Cyclic Lateral Loading*. ACI Structural Journal, 110(6):929–939, 2013.
- [38] Kang, T. H. e J. W. Wallace: *Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections*. ACI Structural Journal, 103(4):531–540, 2006.
- [39] Kinnunen, S. e H. Nylander: *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*. 1960.
- [40] Koin: *Carly Kennelly recalls 'devastating' Northridge quake*. <http://koin.com/2015/09/23/carly-kennelly-recalls-devastating-northridge-quake/>, acessado em 04/09/2016.
- [41] Lavouras, M. e A. Silva: *Caracterização da Ligação entre Betões de Idades Diferentes*. Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães, páginas 1–11, 2008.
- [42] Mamede, N.: *Estudo Paramétrico do Punçoamento em Lajes Fungiformes através de Análise Numérica*. Tese de Mestrado, FCT-UNL, 2011.
- [43] Marreiros, R.: *Precast Concrete Wall-Foundation Connection - Development of a seismic dissipative connection*. PHD Thesis, FCT-UNL, 2014.
- [44] Matzke, E. M., R. D. Lequesne, G. J. Parra-Montesinos e C. K. Shield: *Behavior of Biaxially Loaded Slab-Column Connections with Shear Studs*. ACI Structural Journal, 112(3):335–346, 205.
- [45] Mokhtar, A. e A. Ghali: *Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates*. ACI Structural Journal, 82:676–683, 1985.

- [46] Mundo Informa: *Análisis de edificios a base de marcos rígidos de concreto reforzado en zonas sísmicas*, 2013. <http://mundoinformaco.blogspot.pt/2013/10/analisis-de-edificios-base-de-marcos.html>, acedido em 01/09/2016.
- [47] Muttoni, Aurelio e Miguel Fernández Ruiz: *MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions*, 2010.
- [48] NP En 1992-1-1: *Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão Parte 1-1, CEN:Regras gerais e regras para edifícios*. 2010.
- [49] Pan, A. D. e J. P. Moehle: *Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates*. ACI Structural Journal, 86(3):250–258, 1989.
- [50] Park, H. G., K. S. Ahn, K. K. Choi e L. Chung: *Lattice shear reinforcement for slab-column connections*. ACI Structural Journal, 104(3):294–303, 2007, ISSN 08893241.
- [51] Park, H. G., Y. N. Kim, J. G. Song e S. M. Song: *Lattice Shear Reinforcement for Enhancement of Slab-Column Connections*. ASCE Journal of Structural Engineering, 138(3):425–437, 2012.
- [52] Pilakoutas, K. e X. Li: *Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(9):1164–1172, 2003.
- [53] Ramos, A. P. e V. Lúcio: *Estruturas de Betão Armado II*, 2006.
- [54] Ramos, A. P., R. Marreiros, A. Almeida, B. Isufi e M. Inácio: *Punching of Flat Slabs under Reversed Horizontal Cyclic Loading*. ACI Structural Journal, 2017.
- [55] Robertson, I. N.: *Seismic Response of Connections in Indeterminate Flat-Slab Subassemblies*. Ph.D. Thesis, Rice University, Houston, 1990.
- [56] Robertson, I.N., T. Kawai, J. Lee e B. Enomoto: *Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal, 99(5):605–613, 2002.
- [57] Seible, F.: *Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads*. 2005.
- [58] Song, J. K., J. Kim, H. B. Kim e J. W. Song: *Effective Punching Shear and Moment Capacity of Flat Plate-Column Connection with Shear Reinforcements for Lateral Loading*. International Journal of Concrete Structures and Materials, 6(1):19–29, 2012.
- [59] Souza, R. A. S., J. de Miranda e L. M. Treautwein: *Capitéis protendidos com aberturas adjacentes aos pilares*. Concreto e Construções, 78:43–47, 2015.

- [60] Subramanian, N.: *Alternative punching shear reinforcement for RC flat slabs*. Indian Concrete Journal, 88(1):33–44, 2014, ISSN 00194565.
- [61] Symonds, D. W., N. M. Hawkins e D. Mitchell: *Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shears and Transferring Reversed Moments*. Technical Report SM 76-2, Department of Civil Engineering, Univ. of Washington.
- [62] Tan, Y. e S. Teng: *Interior Slab-Rectangular Column Connections under Biaxial Lateral Loadings*. ACI Special Publication, 232:147–174, 2005.
- [63] Today, News Feed: *Punching shear failure*. <https://newsfeedtoday.info/3015030-punching-shear-failure>, acessado em 01/09/2016.
- [64] TRUWELD: *Welding Equipment - Medina, Ohio*.
- [65] Walraven, J. C.: *Aggregate Interlock: a Theoretical and Experimental Analysis*. 1980.
- [66] Zhou, Y e M. B. D. Hueste: *Review of Laboratory Test Data for Interior Reinforced Concrete and Post-tensioned Concrete Slab-Column Connections under Combined Gravity and Lateral Loading*. Em *ACI Fall Convention 2016*, Philadelphia.

Apêndice A

Rotura por flexão (V_{flex})

De maneira a calcular as recomendações do MC2010 [21], foi necessário efetuar cálculo da carga de rotura por flexão (V_{flex}).

Considera-se que o modelo atinge a rotura por flexão quando as armaduras longitudinais superiores na zona do pilar e inferiores na zona de meio vão atingem a cedência.

Deste modo foi considerado um modelo de barras, em que a laje se encontra com encastrada junto do pilar que replica a condição de simetria a na zona do pilar e encastrada deslizante no topo da laje replicando a condição de simetria de meio vão (simula a ação da escora) (Figura A.1).

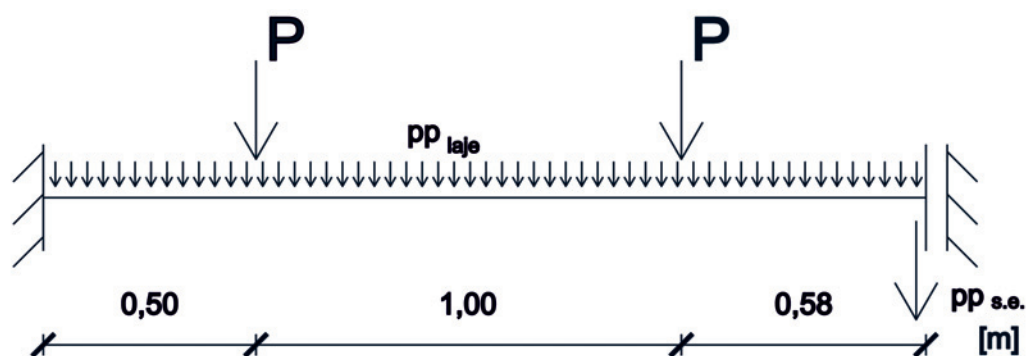


Figura A.1: Modelo de cálculo do V_{flex} em fase elástica

De seguida foi calculada a carga P que origina a cedência das armaduras longitudinais superiores da zona do pilar isto é M_{ced1} (Figura A.2).

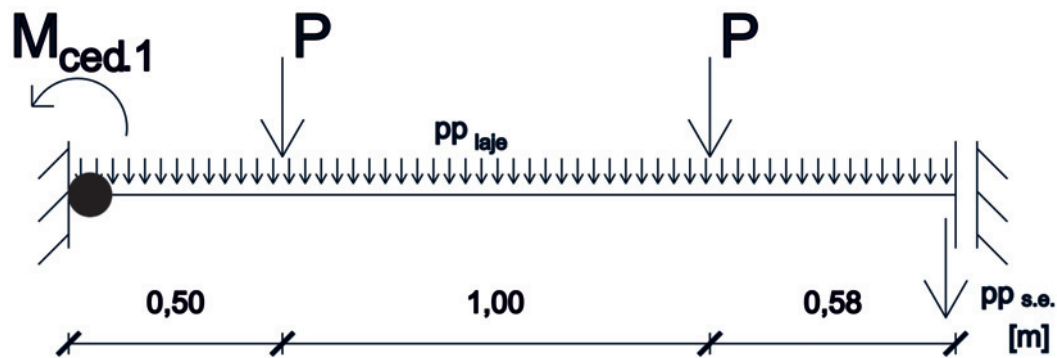


Figura A.2: Modelo de cálculo do V_{flex} no momento que gera a cedência das armaduras (Figura $M_{ced.1}$)

Admite-se assim que após atingir esta carga, o momento mantém-se constante nesta zona, sendo posteriormente calculada a carga ΔP para atingir a cedência das armaduras longitudinais inferiores isto é $M_{ced.2}$ (Figura A.3).

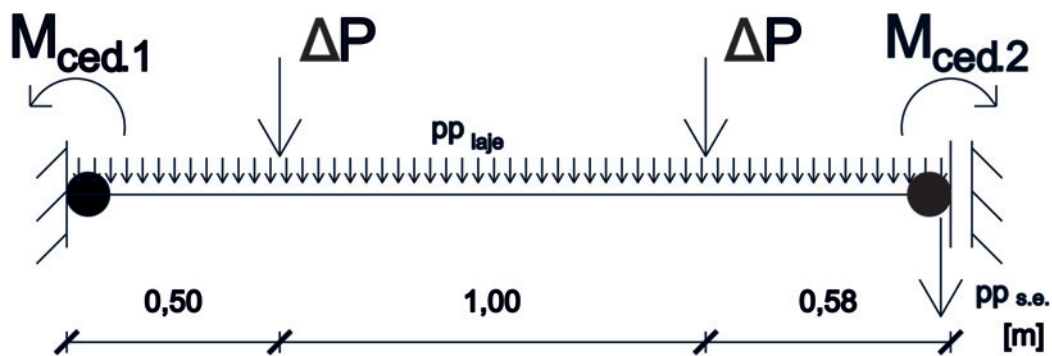


Figura A.3: Modelo de cálculo do V_{flex} na rotura

Logo, a carga de rotura por flexão resulta da soma dos vários efeitos considerados, nomeadamente o peso próprio da laje e do sistema de ensaio, a carga P que gera a cedência das armaduras superiores e a carga P que origina a cedência das armaduras inferiores.